

Εργοδότης:

«ΕΛΛΗΝΙΚΗ ΕΤΑΙΡΕΙΑ ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΝΤΟΣ ΚΑΙ
ΠΟΛΙΤΙΣΜΟΥ»

«Μελέτη αποκατάστασης και συντήρησης του Ιερού Ναού
Αγίου Γεωργίου στα Πραστειά Σιδηρούντας στη Χίο»

ΣΤΑΤΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ
ΤΕΧΝΙΚΗ ΕΚΘΕΣΗ-ΤΕΥΧΟΣ ΕΠΙΛΥΣΗΣ



ΜΑΡΤΙΟΣ 2019

ΣΤΑΤΙΚΑ:

Σταύρος Αντωνίου, Πολιτικός Μηχανικός ΕΜΠ.

Στέλιος Αντωνίου, Πολιτικός Μηχανικός ΕΜΠ.

ΠΙΝΑΚΑΣ ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΩΝ

ΜΕΡΟΣ Α΄. ΓΕΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

ΓΕΝΙΚΗ ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ

ΓΕΝΙΚΗ ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΑΝΑ ΔΟΜΙΚΟ ΣΤΟΙΧΕΙΟ

α. Θεμελίωση

β. Τοιχοποιίες

γ. Αρμολογήματα - Επιχρίσματα

δ. Στέγες – δώματα

ε. Ανοίγματα – Κουφώματα

ζ. Δάπεδα

ΜΕΡΟΣ Β΄. ΔΙΑΓΝΩΣΗ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ ΠΑΘΟΛΟΓΙΑΣ

ΓΕΝΙΚΗ ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ

ΚΑΤΑΤΑΞΗ ΚΑΙ ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΠΡΟΒΛΗΜΑΤΩΝ

α. Δομοστατικά

β. Οικοδομικά

ΜΕΡΟΣ Γ΄. ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ

ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΗΣ ΠΡΟΤΑΣΗΣ.

ΜΕΡΟΣ Δ΄. ΤΕΥΧΟΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΕΠΙΛΥΣΗΣ

ΜΕΡΟΣ Α΄. ΓΕΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

ΓΕΝΙΚΗ ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ

Ο ναός του Αγίου Γεωργίου στα Πραστειά της Σιδηρούντας βρίσκεται στη βορειοδυτική Χίο και κατασκευάστηκε το 1415. Πρόκειται για ισόγεια λίθινη κατασκευή, με στέγαση θολωτή με πλάκες. Το αρχικό κτίσμα είναι σχεδόν ορθογώνιο σε κάτοψη με εξωτερικές διαστάσεις 7,00μ.*5,00μ. περίπου, με ημικυκλική κόγχη ανατολικά που διαμορφώνει το Ιερό και καλύπτεται από ελαφρώς επικλινή καμάρα.

Στα δυτικά του ναού σε χρόνο μεταγενέστερο της αρχικής κατασκευής κατασκευάστηκε προστώο, σχεδόν τετράγωνου σχήματος.

Το μέσο πάχος της λιθοδομής στον κυρίως ναό είναι 95εκ. ενώ στο προστώο η λιθοδομή είναι μέσου πάχους 65εκ.

Η κατασκευή της λιθοδομής στον κυρίως ναό είναι με αργούς λίθους συνδεδεμένους μεταξύ τους με κονίαμα που καταλήγει σε πλατύ αρμολόγημα, ενώ στο προστώο η λιθοδομή αποτελείται από αργούς λίθους με παρεμβολή μεταξύ τους πολλών μικρών τεμαχίων από πλίνθους, χωρίς πλατύ αρμολόγημα.

Εσωτερικά ο ναός καλύπτεται από αγιογραφικό διάκοσμο που έχει διατηρητέο χαρακτήρα και δεσμεύει τις μελέτες ως προς τη μορφή των επεμβάσεων.

Η αρχιτεκτονική περιγραφή, οι φάσεις κατασκευής και η παθολογία του ναού, περιγράφονται αναλυτικά στην Τεχνική Έκθεση των Αρχιτεκτονικών.

ΓΕΝΙΚΗ ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΑΝΑ ΔΟΜΙΚΟ ΣΤΟΙΧΕΙΟ.

α. Θεμελίωση. Δεν έγινε λήψη στοιχείων για τη θεμελίωση, ενώ σε κανένα σημείο της περιμέτρου του ναού δεν είναι εμφανής. Θεωρείται ότι η θεμελίωση ακολουθεί τον συνήθη τύπο σε βάθος, με προέκταση της τοιχοποιίας με το ίδιο πάχος. Το υπέδαφος της ευρύτερης περιοχής είναι γενικώς ημιβραχώδες.

β. Τοιχοποιίες. Οι τοιχοποιίες αποτελούνται από λίθους, μικρού, μεσαίου και μεγάλου μεγέθους, συμπαγής οπτόπλινθους και κεραμικά στοιχεία. Η ασύμμετρη και τυχαία χρησιμοποίηση μεγάλων και ακανόνιστων διαστάσεων λίθων, η κατά περίπτωση κατακόρυφη τοποθέτησή τους και η παρεμβολή μεταξύ τους πολλών μικρών τεμαχίων από πέτρες και πλίνθους, συνθέτει τη γενική εικόνα των όψεων. Η τοιχοποιία έχει μορφή ανεπιτήδευτης αργολιθοδομής, πάχους κατά μέσο όρο 95 εκ. στον κυρίως ναό και 65εκ. στο προστώο. Στην κατασκευή των τοίχων έχει χρησιμοποιηθεί άφθονο κονίαμα δομής, το οποίο περιέχει χονδρόκοκκα αδρανή.

γ. Αρμολογήματα - Επιχρίσματα. Ο ναός είναι ανεπίχριστος εξωτερικά ενώ εσωτερικά είναι επιχρισμένος, με εκτεταμένο αγιογραφικό διάκοσμο.

δ. Στέγες – δώματα. Η στέγαση του ναού και του προστώου γίνεται με θόλους. Η επικάλυψη της στέγης γίνεται με πλατιές κεραμίδες ορθογώνιου σχήματος.

Η απορροή των όμβριων υδάτων γίνεται ελεύθερα.

ε. Ανοίγματα – Κουφώματα. Είναι χαρακτηριστικό ότι υπήρχε μόνο ένα κούφωμα στο ναό, στη δυτική πλευρά. Μετά την κατασκευή της προσθήκης του προστώου, το κούφωμα τοιχίστηκε και διανοίχθηκε νέα είσοδος στη νότια πλευρά του ναού.

ζ. Δάπεδα. Το δάπεδο του κυρίως ναού καλύπτεται πιθανόν από στρώμα αστρακιάς, ενώ το δάπεδο του προστώου είναι χώμα.

ΜΕΡΟΣ Β'. ΔΙΑΓΝΩΣΗ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ ΠΑΘΟΛΟΓΙΑΣ.

ΓΕΝΙΚΗ ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ.

Ο ναός αποτελεί δείγμα «αγροτικής» Αρχιτεκτονικής και τεχνογνωσίας της ευρύτερης περιοχής. Πρόκειται για απλή κατασκευή, που φανερώνει έλλειψη τεχνογνωσίας και επαφίεται στην υπερδιαστασιολόγηση των διατομών της τοιχοποιίας.

Αν και διαφαίνεται κάποια περιοδική συντήρηση και επεμβάσεις, οι φθορές και βλάβες που παρουσιάστηκαν ανά περιόδους δεν αντιμετωπίστηκαν συστηματικά, με αποτέλεσμα η συσσώρευση τους με την πάροδο του χρόνου να επιφέρουν σημαντικές και δύσκολα αναστρέψιμες βλάβες στο μνημείο, με σημαντικότερη την πρόσφατη κατάρρευση μεγάλου τμήματος της στέγασης του προστώου.

ΚΑΤΑΤΑΞΗ ΚΑΙ ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΠΡΟΒΛΗΜΑΤΩΝ.

Ο ναός έχει υποστεί σημαντικές φθορές και βλάβες από τις περιοδικές φορτίσεις (συνδυασμός δυναμικών καταπονήσεων), την επίδραση του φυσικού περιβάλλοντος και την έλλειψη συστηματικής συντήρησης. Οι φθορές μέχρι σήμερα είτε δεν έχουν αντιμετωπιστεί καθόλου, είτε έχουν αντιμετωπιστεί με μη συστηματικό, αποσπασματικό τρόπο.

Όπως αναφέρθηκε στην προμελέτη (τεχνική έκθεση στατικών) «...τα προβλήματα που εντοπίζονται στο μνημείο χρήζουν άμεσης αντιμετώπισης, προκειμένου να αποφευχθεί ο κίνδυνος μερικής κατάρρευσης τμημάτων του». Δυστυχώς οι κάκιστες καιρικές συνθήκες και έντονες βροχοπτώσεις, οδήγησαν στην τμηματική κατάρρευση της τοιχοποιίας και στέγασης του προστώου.

α. Δομοστατικά.

Από την απλή εξωτερική παρατήρηση είναι σαφές ότι το μνημείο αντιμετωπίζει πρόβλημα αποδιοργάνωσης τμημάτων της τοιχοποιίας, με εμφανείς ρωγμές. Η σημαντικότερη βλάβη βρίσκεται στη νοτιοδυτική γωνία του προστώου, η οποία είχε αποδιοργανωθεί και κατά ένα τμήμα έχει αποχωριστεί από το υπόλοιπο σώμα της λιθοδομής, ενώ πλέον μεγάλο τμήμα της έχει καταρρεύσει, παρασύροντας και τμήμα της στέγασης.

Τα προβλήματα που εντοπίζονται στην θολοδομία του κυρίως ναού, εστιάζονται στη μεγάλη διαμήκη ρωγμή, η οποία μπορεί να αποδοθεί στην απουσία ελκυστήρων από κατασκευής στον κυρίως ναό. Το μεγάλο πάχος της τοιχοποιίας και το μικρό άνοιγμα του θόλου, δικαιολογεί εν μέρει τη συγκεκριμένη τεχνική (μεγάλο πάχος τοίχων /απουσία ελκυστήρων).

Σημειώνεται ότι η αφαίρεση των δύο ξύλινων ελκυστήρων στο προστώο, αν και η προσομοίωση του φορέα και η στατική επίλυση δεν επιβεβαιώνει ότι η είναι η κρίσιμη ενέργεια που οδήγησε στην κατάρρευση τμήματος της κατασκευής, εντούτοις κατατάσσεται σε κάποιο ποσοστό στα αίτια που προκάλεσαν βλάβες στο μνημείο .

Πρέπει να επισημανθεί ότι, όπως διαφαίνεται, οι μεγάλες διατομές των τοίχων συντέλεσαν ώστε να επέλθουν μικρές σχετικά βλάβες στην τοιχοποιία με την πάροδο του χρόνου, διατηρώντας σε μεγάλο βαθμό την επάρκεια της φέρουσας ικανότητάς της. Αντικείμενο διερεύνησης πάντως αποτελεί η χρήση λίθων που διαφέρουν ως προς τις διαστάσεις, τη λάξευση και το υλικό, ως προς την ομοιογένεια του μέτρου ελαστικότητας του φορέα.

Η ανάγνωση της παθολογίας, κυρίως της διαμήκους ρωγμής της βόρειας τοιχοποιίας στη στάθμη γένεσης του θόλου, βοηθάει να κατανοήσουμε ότι οι όποιες μετακινήσεις ήταν διαφορετικές από το οριζόντιο αυτό επίπεδο (στάθμη γενέτειρας) και άνω, σε σχέση με τις μετακινήσεις των περισσότερων «άκαμπτων» τοίχων.

Η μερική κατάρρευση σημαντικού τμήματος του προστώου, επιβεβαίωσε την οριακή κατάσταση που βρισκόταν η τοιχοποιία, όπως είχε επισημανθεί στην προμελέτη. Έθεσε όμως και σημαντικές παραμέτρους για το βαθμό που μπορεί να αποκατασταθεί τμηματικά το προστώο, εξαιτίας των διαφορετικών μηχανικών χαρακτηριστικών που θα δημιουργηθούν ανά τμήματα του φορέα. Αυτό συνεκδοχικά θα οδηγήσει σε διαφορετική συμπεριφορά του παλιού τμήματος που θα επισκευαστεί, σε σχέση με το νέο τμήμα που θα ανακατασκευαστεί, κατά τη διάρκεια δυναμικών καταπονήσεων.

Από την επίλυση του φορέα, προσδίδοντας στη ζώνη που ανακατασκευάζεται διαφορετικά μηχανικά χαρακτηριστικά, διαφαίνεται η ανάπτυξη διαφορετικής κλίμακας τάσεων, που εκτιμάται ότι θα επιδράσει δυσμενώς στο παλιό τμήμα του φορέα.

Επίσης η θεμελίωση του προστώου κρίνεται μερικώς ανεπαρκής. Δεν έχει τηρηθεί μια συγκεκριμένη στάθμη, αντίθετα οι τοιχοποιίες εδράζονται απευθείας πάνω στο βράχο, με ακανόνιστη μορφή και ασύνδετες.

β. Οικοδομικά.

Πολλά προβλήματα του μνημείου προέρχονται από την έκθεση των οικοδομικών στοιχείων του στις καιρικές συνθήκες (υγρασία, θερμοκρασιακές μεταβολές, άνεμος, κλπ).

Η εισχώρηση υγρασίας στη στέψη των τοιχοποιιών και πιθανόν στο εξωράχιο του θόλου, συντελεί στην απόπλυση του συνδετικού κονιάματος και δρα συνδυαστικά στην επιδείνωση της αποδιοργάνωσης των λιθοδομών.

Η διάγνωση και ανάλυση της παθολογίας του μνημείου ενισχύει την αίσθηση ότι η υπερδιαστασιολόγηση των τοίχων του ναού αποτελεί βάση της στατικής συμπεριφοράς του.

Η επίλυση του φορέα επιβεβαιώνει την αρχική θέση, αναδεικνύοντας όμως την ανάγκη ύπαρξης ελκυστήρων, έλλειψη η οποία δεν αντισταθμίζεται από το μεγάλο πάχος των τοίχων.

Χαρακτηριστική είναι η αστοχία στην εκτός επιπέδου φόρτιση του βόρειου και νότιου τοίχου του ναού (αρχική επίλυση με μειωμένες τιμές στα χαρακτηριστικά της τοιχοποιίας και κονιάματος), οι οποίοι έχουν μέσο πάχος ~95εκ.

Η αποκατάσταση και συντήρηση των δομικών στοιχείων του ναού σε συνδυασμό με τοπικές ενισχύσεις, όπως αναφέρεται παρακάτω και αναλύεται στην έκθεση Αρχιτεκτονικών, επαναφέρει το φορέα σε νέα, προφανώς βελτιωμένη από την αρχική κατάσταση στατικής επάρκειας, με περισσότερο ενισχυμένα τα δομικά στοιχεία που διαπιστώθηκε βλάβη ή επήλθε αστοχία.

ΜΕΡΟΣ Γ'. ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ

ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΗΣ ΠΡΟΤΑΣΗΣ

Για τη δομική αποκατάσταση του ναού προτείνεται:

Κατασκευή ελκυστήρων.

Προτείνεται να τοποθετηθούν τέσσερις νέοι ελκυστήρες από ανοξείδωτο χάλυβα, δύο στον κυρίως ναό στις θέσεις που υποδεικνύονται στα σχέδια και δύο στο προστώο, ακριβώς επάνω από τις θέσεις των ξύλινων κομμένων ελκυστήρων.

Αιτιολόγηση πρότασης

Από τη στατική επίλυση του φορέα, προκύπτουν στη βόρεια και νότια τοιχοποιία του κυρίως ναού, ροπές μεγαλύτερες των επιτρεπτών (εκτός επιπέδου λόγω σεισμού). Οι εκτός επιπέδου μετακινήσεις των τοίχων αυτών είναι εκτός των επιθυμητών ορίων.

Το κτίριο είναι μονώροφο και κανονικό στην κάτοψη και κατατάσσεται στα «απλά κτίρια από τοιχοποιία» σύμφωνα με το εθνικό κείμενο εφαρμογής του ευρωκώδικα 6. Συνεκδοχικά οι έλεγχοι αυτοί δεν απαιτούνται κατά την επίλυση. Λόγω όμως της σπουδαιότητας του κτιρίου, προτείνεται η τοποθέτηση των ελκυστήρων από ανοξείδωτο χάλυβα, προκειμένου να αρθούν οι εν λόγω αστοχίες.

Εξαιτίας της χαμηλής ποιότητας της τοιχοποιίας, απαιτούνται αγκυρώσεις μεγάλων διαστάσεων. Επιλέγονται εμφανή τετράγωνα ανοξείδωτα ελάσματα διαστάσεων 50*50εκ.

Στα σημεία που τοποθετούνται πρέπει να γίνει καλή εξυγίανση της τοιχοποιίας.

Σε πρώτο στάδιο θα πραγματοποιηθούν διατρυπήματα στην τοιχοποιία με μη κρουστικό τρυπάνι (οπές Φ50), για την τοποθέτηση των μεταλλικών ελκυστήρων.

Στο επόμενο στάδιο θα τοποθετηθούν οι μεταλλικοί ελκυστήρες, ενώνοντας τα επιμέρους στοιχεία μέσω κατάλληλων συνδέσμων (κλειδί σύσφιγξης - εντατήρας).

Μεταλλικοί ελκυστήρες: Η διατομή τους θα είναι Φ30 και θα κατασκευαστούν από ωστενιτικό ανοξείδωτο χάλυβα AISI316/316L (αμερικανική τυποποίηση) ή EN1.4401/1.4404 (ευρωπαϊκό πρότυπο), με κατάλληλες διαμορφωμένες απολήξεις (σπείρωμα) στα άκρα τους, αφενός για την ένωση μεταξύ των δύο επιμέρους στοιχείων που θα τον αποτελούν (μέσω εντατήρα) και αφετέρου για την επαρκή στερέωση στην εξωτερική πλάκα αγκύρωσης.

Πλάκες αγκύρωσης: Οι τετράγωνες πλάκες θα είναι διαστάσεων 30cmx30cm και πάχος 1.5cm. Θα κατασκευαστούν από το ίδιο υλικό με τους μεταλλικούς ελκυστήρες.

Κλειδί σύσφιγξης ή εντατήρες: Θα κατασκευαστούν από το ίδιο υλικό με τους μεταλλικούς ελκυστήρες ενιαίου σώματος ανοξείδωτους M30.

Παξιμάδια ή περικόχλια: Θα κατασκευαστούν από το ίδιο υλικό με τους μεταλλικούς ελκυστήρες.

Ρεοπλαστικό κονίαμα τύπου emaco S55: Προαναμεμιγμένο, μη συρρικνούμενο, ρεοπλαστικό κονίαμα για πλήρωση των κενών των διατρυπημάτων

Οι εργασίες τοποθέτησης των ελκυστήρων περιγράφονται αναλυτικά στην τεχνική έκθεση των αρχιτεκτονικών.

Ανακτήσεις τοιχοποιίας, όπου αυτό απαιτείται.

Θα γίνει ανακατασκευή της νοτιοδυτικής γωνίας του προστώου.

Στην αξιολόγηση των δομοστατικών προβλημάτων, γίνεται αναφορά για το βαθμό που μπορεί να αποκατασταθεί τμηματικά το προστώο, εξαιτίας της διαφορετικής δυναμικής συμπεριφοράς που θα υπάρχει ανά τμήματα του φορέα.

Η προφανής λύση για την οριστική επίλυση του προβλήματος, που είναι η προτιμητέα, είναι η ολική καθαίρεση και ανακατασκευή του προστώου, με τα ίδια υλικά που θα προκύψουν από την καθαίρεση. Στην περίπτωση αυτή επιλύεται και το πρόβλημα της αβαθούς και ανεπαρκούς θεμελίωσης του τμήματος αυτού.

Στην περίπτωση που δεν επιτρέπεται η πλήρης καθαίρεση και ανακατασκευή του προστώου, η μερική ανακατασκευή του τμήματος που έχει καταρρεύσει, προϋποθέτει:

α. Αντιστήριξη του μνημείου και λήψη μέτρων ασφάλειας. Η αντιστήριξη του θόλου προτείνεται να γίνει με ειδική κατασκευή, η οποία θα προσαρμοστεί στη μορφή του θόλου και θα φέρει ειδικά εξαρτήματα ώστε να αφαιρείται τμηματικά και θα αναπροσαρμόζεται, στα σημεία που θα γίνονται εργασίες.

β. Τμηματική καθαίρεση των σαθρών τμημάτων, καθαρισμός βαθύς κονιαμάτων και αν κρίνεται ασφαλές, πλύσιμο με πίεση.

γ. Ανακατασκευή με υλικά διαλογής από τα προϊόντα καθαίρεσης και κονίαμα ίδιας ή παρόμοιας σύστασης και χαρακτηριστικών με το υφιστάμενο.

Οι πέτρες πρέπει να εμπλακούν με τις υφιστάμενες. Όπου απαιτηθεί πρέπει να αφαιρούνται οι πολύ μικρές ή πολύ μεγάλες πέτρες, πάντοτε σε σχέση με το μέσο μέγεθος πέτρας που επικρατεί στην όψη της τοιχοποιίας. Το τελικό αποτέλεσμα πρέπει να αποτελείται από ποσοστό μέσου μεγέθους λίθων, άνω του 70%.

Σημειώνεται ότι το τμήμα που θα ανακατασκευαστεί δεν πρέπει να φέρει σημαντικά μεγαλύτερες αντοχές από το παλιό, ώστε να επιτευχθεί κατά το δυνατόν ομοιόμορφη συμπεριφορά σε δυναμική καταπόνηση.

Αναλυτικά οι εργασίες ανακατασκευής περιγράφονται στην τεχνική έκθεση των αρχιτεκτονικών.

Επισκευή της λιθοδομής, όπου αυτό απαιτείται.

Παράλληλα με τις εργασίες τοίχισης ανοιγμάτων, διάνοιξης τόξων και ότι αναλυτικά περιγράφεται στην Αρχιτεκτονική μελέτη αλλά και στη μελέτη συντήρησης των κονιαμάτων που έπεται, θα γίνουν τοπικές ανακατασκευές, λιθοσυρραφές ή τοπική συμπλήρωση λίθων και κονιαμάτων.

Η συρραφή των ρωγμών θα γίνει με «κλειδιά», που μπορεί να είναι επιμήκεις λίθοι, χυτές κονίες σταθερού όγκου, λάμες ή τζινέτια.

Ειδικά στο τμήμα του προστώου που θα ανακατασκευαστεί, προκύπτει από την περιγραφή των εργασιών ότι θα φέρει τις ίδιες κατασκευαστικές αδυναμίες που είχε κατά τον αρχικό χρόνο κατασκευής του. Δηλαδή ασύμμετρη συμπεριφορά στη στάθμη θεμελίωσης, κακή διαπλοκή λίθων, μη ισχυρό συνδετικό υλικό.

Ενέματα

Επειδή το τμήμα του προστώου δεν φέρει εσωτερικό διάκοσμο, είναι εφικτή η εφαρμογή ενέσεων κονιάματος, για την αύξηση της αντοχής της.

Προτείνεται να πραγματοποιηθεί η εισαγωγή ενέματος στη μάζα της περιμετρικής τοιχοποιίας, με σκοπό την πλήρωση όλων των ρωγμών και κενών και την ομοιογενοποίησή της. Το ένεμα που θα χρησιμοποιηθεί για την υλοποίηση της επέμβασης αυτής, πρέπει να είναι συμβατό με τα υλικά της υπάρχουσας λιθοδομής, έτσι ώστε να σταθεροποιείται ο πυρήνας της τοιχοποιίας και να εξασφαλίζεται η συνεργασία του με τις εξωτερικές στρώσεις. Επιπλέον, θα εφαρμοστεί αρμολόγημα και στην εξωτερική αλλά και στην εσωτερική παρειά της τοιχοποιίας, αλλοιώνοντας ελάχιστα την αρχιτεκτονική και την αισθητική των τοίχων του κτιρίου.

Συμπληρώσεις αρμολογήματος, εξωτερικά και εσωτερικά, μετά από τη απομάκρυνση των σαθρών αρμολογημάτων

Μετά την απομάκρυνση των μεταγενέστερων επισκευαστικών κονιαμάτων και την επισήμανση των σημείων που η συνδετική κονία έχει απομακρυνθεί λόγω των περιβαλλοντικών συνθηκών, εκτιμάται ότι σε ένα σημαντικό τμήμα των τοιχοποιιών μπορεί να γίνει αντικατάσταση του κονιάματος δόμησης και αποκατάσταση της συνάφειας με τα λιθοσώματα της παρειάς σε βάθος. Συνδυαστικά το βαθύ αρμολόγημα πρέπει επίσης να εφαρμοστεί για την τοπική βελτίωση της αντοχής των παρειών, στις θέσεις των κλειδιών συρραφής, αντικαταστάσεις λιθοσωμάτων ή τοπικές αναδομήσεις και όπου θα εφαρμοστούν ενέματα.

Το τελικό αρμολόγημα στα συγκεκριμένα τμήματα των τοιχοποιιών, αφορά στην αντικατάσταση κονιάματος επιφανειακού αρμολογήματος κυρίως για προστασία του

εσωτερικού της τοιχοποιίας από περιβαλλοντικές δράσεις, για στεγάνωση αρμών των όψεων και για την αισθητική αποκατάσταση.

Αποκατάσταση της συνέχειας του θόλου και των τόξων στα σημεία που αυτά έχουν διαρραγεί.

Προκειμένου να επιτευχθεί η αποκατάσταση της συνέχειας των θόλων (διαμήκης ρωγμές) και η στεγάνωσή τους, απαιτείται η καθαίρεση και επανατοποθέτηση των κεραμίδων στέγης.

Μετά την απομάκρυνση των γεμισμάτων της στέγης θα γίνει καλός καθαρισμός του εξωραχίου, που θα περιλαμβάνει απομάκρυνση των υλικών πληρώσεως, καθαρισμό με αέρα και ραντισμό με ζιζανιοκτόνο.

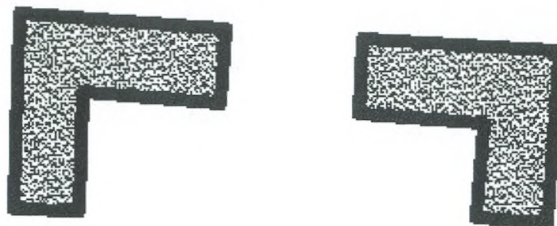
Στη συνέχεια θα γίνει εξυγίανση και ενίσχυση της κατασκευής της θολοδομίας με ενσφηνώσεις λίθων, βαθύ αρμολόγημα (γέμισμα) με πατητό λεπτόκοκκο ασβεστοκονίαμα. Ιδιαίτερη έμφαση δίνεται στην συμπλήρωση με κονίαμα της διαμήκου ρωγμής στη γενέτειρα του θόλου.

Επάνω από το εξωράχιο, το γαρμπίλι και τον τοίχο διαστρώνεται ισχυρό, διαπνέον γαρμπιλόδεμα υδραυλικής ασβέστου NHL 3,5, μέσου πάχους 5 εκ., μέσα στο οποίο τοποθετείται αλκαλίμαχο υαλόπλεγμα με βρόγχο 4X4 εκ. ή 5X5 εκ., εφελκυστικής αντοχής 60-80 kN/m, τύπου Vertex SRG-120 ή αντίστοιχου. Στις ενώσεις ανάμεσα σε διαφορετικά τεμάχια πλέγματος γίνεται επικάλυψη κατά τουλάχιστον 80 εκ. Το γαρμπιλόδεμα περιέχει 300kg/m³ υδραυλική άσβεστο. Η επάνω επιφάνεια του γαρμπιλοδέματος διαστρώνεται λεία με μυστρί ή με πλάνη και είναι εξομαλυσμένη, χωρίς να εξέχουν αδρανή, ώστε επάνω της να είναι δυνατή η τοποθέτηση διαπνέουσας μη υφαντής μεμβράνης. Η στεγανωτική μεμβράνη που τοποθετείται είναι διαπνέουσα, με διαπερατότητα τουλάχιστον 900gr/m²/24h, και βάρους τουλάχιστον 150gr/m². τοποθετείται σε μονοκόμματα τεμάχια κατά μήκος του γείσου της στέγης. Η επόμενη προς τα επάνω στρώση επικαλύπτει κατά 30 εκ. την υποκείμενη. Στερεώνονται τοπικά με κονίαμα που τοποθετείται από επάνω. Κατά μήκος του κορφιά τοποθετείται ενιαίο φύλλο μεμβράνης το οποίο βρίσκεται κατά το ήμισυ από την βόρεια και κατά το άλλο ήμισυ από τη νότια πλευρά. Κατά τη διάστρωση των μεμβρανών και μετά από αυτήν γίνεται πολύ προσεκτικά η κίνηση των εργαζομένων επάνω στη στέγη ώστε να μην διατηρηθεί κάπου η μεμβράνη και να μην ολισθήσει κάποιος εργαζόμενος. Επάνω από τη μεμβράνη διαστρώνεται νέο διαπνέον γαρμπιλόδεμα, μέσου πάχους 5 εκ., όμοιας συστάσεως με το προηγούμενο στρώμα, μέσα στο οποίο ενσωματώνεται όμοιο πλέγμα. Η επάνω πλευρά του γαρμπιλοδέματος πηχάρεται και παραμένει όσο το δυνατόν πιο αδρή, ώστε να είναι καλύτερη η αγκύρωση των πλίνθινων πλακών και του κονιάματος της επόμενης στρώσης. Προκειμένου να γίνει αυτό, μετά το πηχάρισμα και όσο ακόμη η λάσπη είναι νωπή σκορπίζονται επάνω στην επιφάνεια γαρμπίλι ή άλλα μικρά αδρανή, ως εάν γινόταν επίταση. Επάνω από το δεύτερο γαρμπιλόδεμα επανατοποθετούνται οι κεραμίδες της στέγης.

ΜΕΡΟΣ Δ'. ΤΕΥΧΟΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΕΠΙΛΥΣΗΣ

ΤΟΙΧΟΣ Τ6

λίθοδομή Μ10 70εκ.



ΤΟΙΧΟΣ Τ7

λίθοδομή Μ10 60εκ.

ΤΟΙΧΟΣ Τ5

λίθοδομή Μ10 70εκ.

ΤΟΙΧΟΣ Τ3

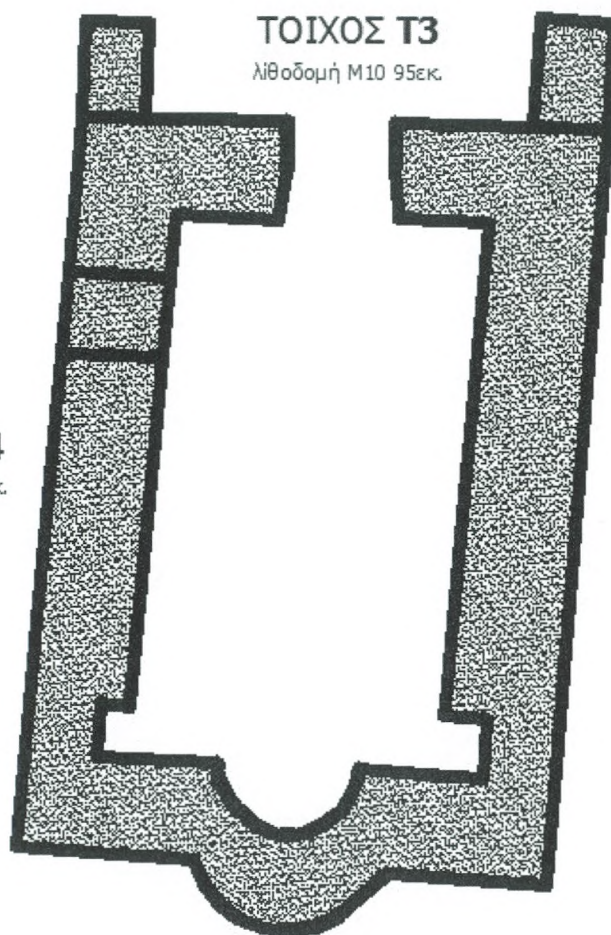
λίθοδομή Μ10 95εκ.

ΤΟΙΧΟΣ Τ4

λίθοδομή Μ10 95εκ.

ΤΟΙΧΟΣ Τ2

λίθοδομή Μ10 95εκ.



ΤΟΙΧΟΣ Τ1

λίθοδομή Μ10 95εκ.

Σκαρίφημα πεσσών

ΜΕΡΟΣ Δ'. ΤΕΥΧΟΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΕΠΙΛΥΣΗΣ

Ονομασία Έργου-Μελέτης Μελέτη αποκατάστασης και συντήρησης
Διεύθυνση έργου Πρασιτιά Σιδηρούντας Χίος
Μηχανικός Μελετητής Αντωνίου Σταύρος
Ι.Ν. Αγίου Γεωργίου

Γενικά Χαρακτηριστικά Κτιρίου

Οροφοι Οροφοι : 1 Υπόγεια: 0
Τοιχοποιία Αοπλη τοιχοποιία
Ποιότητα Κατασκευής (EC6 §2.4.3) Κατηγορία 1
Υψη ορόφων [m] Δάπεδα
Ισόγειο ύψος ορόφου 3.00 [m] οροφή=Πλάκα d=0.15[m]

Φορτία Κατασκευής (Ευρωκώδικας 1)

Μόνιμα Δαπέδων Επικάλυψη δαπέδων= 0.80[kN/m²], Τοίχοι σε δάπεδα= 0.00[kN/m²]
Κινητά Δαπέδων Κινητά σε δάπεδα = 2.00[kN/m²], Κινητά σε σκάλες= 3.50[kN/m²]
Κινητά σε Εξώστες= 5.00[kN/m²]
Μόνιμα Στέγης Κολυμβητά κεραμίδια+σανίδωμα+ζευκτά Ιδιο βάρος= 1.50[kN/m²]
Οροφή= 0.50[kN/m²]
Κινητά Στέγης Χιόνι= 0.65[kN/m²], Άνεμος= 1.25[kN/m²]
Άνεμος (κατακόρυφα) 1.25xημ²(25°)= 0.18[kN/m²]
Συντελεστές Δράσεων Φορτίων (Ευρωκ.0, Π.Α1.2) γg=1.35, γq=1.50
Συντελεστές Συνδυασμού Δράσεων (Ευρωκ.0 Π.Α1.1) Ψ0=0.60, Ψ1=0.60, Ψ2=0.30

Υλικά Τοιχοποιίας Λιθοδομή M10 95 cm
Σκυρόδεμα - Εδαφος C20/25-S500 qu=0.20 [N/mm², MPA]

Γενικά Στοιχεία Αντισεισμικού Σχεδιασμού (Ευρωκ.8 §3)

Σεισμική Ζώνη (Ευρωκ.8 §3.2.1) Ζώνη: II, α=0.240g=2.35 m/s²
Κατηγορία Εδάφους (Ευρωκ.8 §3.1.2) B, S=1.20 Tb=0.15sec Tc=0.50sec
Σπουδαιότητα Κτιρίου (Ευρωκ.8 §4.2.5) Σ2 γI=1.00

Κανονισμοί που λαμβάνονται υπόψη.

Ευρωκώδικας 6 (EC6): EN1996-1-1:2004, Σχεδιασμός κατασκευών από τοιχοποιία.
Ευρωκώδικας 2 (EC2): EN1992-1-1:2004, Σχεδιασμός κατασκευών από Σκυρόδεμα
Ευρωκώδικας 8 (EC8): EN1998-1-1:2004, Αντισεισμικός σχεδιασμός κατασκευών
Ευρωκώδικας 1 (EC1): EN1991-1-1:2003, Δράσεις επί κατασκευών
Ευρωκώδικας 0 (EC0): EN1990-1-1:2002, Βάσεις σχεδιασμού κατασκευών

Εθνικό Κείμενο Εφαρμογής Ευρωκώδικα 6

Ιδιότητες τοιχοποιίας

Λιθοδομή M10 60cm

Ειδικό βάρος : 26.00 [KN/m³]

Βάρος ανά m² : 15.60 [KN/m²]

Πάχος τοίχου : 0.60 [m]

Διαμήκης Αρμός OXI

Ιδιότητες Λιθοσσωμάτων (EC6 §3.1)

Τύπος Λιθοσσωμάτων: Λαξευτοί Φυσικοί EN 771-6

Διαστάσεις Λιθοσσωμάτων : 250 x 200 x 200 [mm]

Θλιπτική αντοχή : 8.00 [N/mm²]

Ανηγμένη Θλιπτική Αντοχή : $f_b = 9.20$ [N/mm²]

Ασβεστόλιθοι 20x20x25

Κατηγορία: : II

Ομάδα : 1

Συντελεστής $\delta = 1.15$

$f_b = 1.15 \times 8.00 = 9.20$ [N/mm²]

Ιδιότητες Κονιάματος (EC6, §3.2)

Είδος Κονιάματος: Γενικής εφαρμογής

Θλιπτική Αντοχή f_k : 10.00 [N/mm²]

Τσιμεντοκονίαμα M10

Χαρακτηριστικές Αντοχές Τοιχοποιίας (EC6, §3.6)

Θλιπτική Αντοχή f_k [N/mm²] (EC6, §3.6.1)

$$f_k = K f_b^{0.7} f_m^{0.3} = 4.25 \text{ (KN/mm}^2\text{)}$$

Διατμ/κή Αντοχή f_{vko} [N/mm²] (EC6, §3.6.2)

$f_{vko} = 0.15$ [N/mm²]

Μέτρο Ελαστ/τος E [GPa] (EC6, §3.7.2)

E = 4.25 [GPa=KN/mm²]

Μέτρο Διάτμησης G=40%E

G = 1.70 [GPa=KN/mm²]

Λιθοδομή M10 95 cm

Ειδικό βάρος : 26.00 [KN/m³]

Βάρος ανά m² : 24.70 [KN/m²]

Πάχος τοίχου : 0.95 [m]

Διαμήκης Αρμός OXI

Ιδιότητες Λιθοσσωμάτων (EC6 §3.1)

Τύπος Λιθοσσωμάτων: Λαξευτοί Φυσικοί EN 771-6

Διαστάσεις Λιθοσσωμάτων : 250 x 200 x 200 [mm]

Θλιπτική αντοχή : 8.00 [N/mm²]

Ανηγμένη Θλιπτική Αντοχή : $f_b = 9.20$ [N/mm²]

Ασβεστόλιθοι 20x20x25

Κατηγορία: : II

Ομάδα : 1

Συντελεστής $\delta = 1.15$

$f_b = 1.15 \times 8.00 = 9.20$ [N/mm²]

Ιδιότητες Κονιάματος (EC6, §3.2)

Είδος Κονιάματος: Γενικής εφαρμογής

Θλιπτική Αντοχή f_k : 10.00 [N/mm²]

Τσιμεντοκονίαμα M10

Χαρακτηριστικές Αντοχές Τοιχοποιίας (EC6, §3.6)

Θλιπτική Αντοχή f_k [N/mm²] (EC6, §3.6.1)

$$f_k = K f_b^{0.7} f_m^{0.3} = 4.25 \text{ [N/mm}^2\text{]} \quad (K=0.45)$$

Διατμ/κή Αντοχή f_{vko} [N/mm²] (EC6, §3.6.2)

$f_{vko} = 0.15$ [N/mm²]

Μέτρο Ελαστ/τος E [GPa] (EC6, §3.7.2)

E = 4.25 [GPa=KN/mm²]

Μέτρο Διάτμησης G=40%E

G = 1.70 [GPa=KN/mm²]

Λιθοδομή M10 70 cm

Ειδικό βάρος : 26.00 [KN/m³]

Βάρος ανά m² : 18.20 [KN/m²]

Πάχος τοίχου : 0.70 [m]

Διαμήκης Αρμός OXI

Ιδιότητες Λιθοσωμάτων (EC6 §3.1)

Ασβεστόλιθοι 20x20x25

Τύπος Λιθοσωμάτων: Λαξευτοί Φυσικοί EN 771-6

Κατηγορία: : II

Διαστάσεις Λιθοσωμάτων : 250 x 200 x 200 [mm]

Ομάδα : 1

Θλιπτική αντοχή : 8.00 [N/mm²]

Συντελεστής δ = 1.15

Ανηγγμένη Θλιπτική Αντοχή : $f_b = 9.20$ [N/mm²]

$f_b = 1.15 \times 8.00 = 9.20$ [N/mm²]

Ιδιότητες Κονιάματος (EC6, §3.2)

Τσιμεντοκονίαμα M10

Είδος Κονιάματος: Γενικής εφαρμογής

Θλιπτική Αντοχή f_k : 10.00 [N/mm²]

Χαρακτηριστικές Αντοχές Τοιχοποιίας (EC6, §3.6)

Θλιπτική Αντοχή f_k [N/mm²] (EC6, §3.6.1)

$$f_k = K f_b^{0.7} f_m^{0.3} = 4.25 \text{ [N/mm}^2\text{]} \quad (K=0.45)$$

Διατμ/κή Αντοχή f_{vko} [N/mm²] (EC6, §3.6.2)

$$f_{vko} = 0.15 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

Μέτρο Ελαστ/τος E [GPa] (EC6, §3.7.2)

$$E = 4.25 \text{ [GPa=KN/mm}^2\text{]}$$

Μέτρο Διάτμησης $G=40\%E$

$$G = 1.70 \text{ [GPa=KN/mm}^2\text{]}$$

Δομικά Στοιχεία

Οροφος	Δομ. Στ.	Υλικά	Διαστάσεις [m]	Θέση (x [m], y [m], θ°)
Ισόγειο	T1	λιθοδομή M10 95 cm	5.04x 3.00x0.95	0.03, 0.47, 0.00
Ισόγειο	T2	λιθοδομή M10 95 cm	7.20x 3.00x0.95	4.56, -0.33, 0.00
Ισόγειο	T3	λιθοδομή M10 95 cm	4.98x 3.00x0.95	5.60, 6.34, 0.00
Ισόγειο	T4	λιθοδομή M10 95 cm	6.94x 3.00x0.95	1.10, 6.87, 0.00
Ισόγειο	T5	λιθοδομή M10 70 cm	3.75x 3.00x0.70	5.26, 6.83, 0.00
Ισόγειο	T6	λιθοδομή M10 70 cm	5.12x 3.00x0.70	5.83, 10.20, 0.00
Ισόγειο	T7	λιθοδομή M10 60cm	3.99x 3.00x0.60	1.04, 10.88, 0.00

Φορτία Τοίχων

Φορτία τοίχων

Σε κάθε πάτωμα μεταφέρονται τα κατανεμημένα φορτία των πλακών στους αντίστοιχους τοίχους καθώς και τα συγκεντρωμένα φορτία στις θέσεις έδρασης των δοκών.

Ισόγειο

T1



Διαστάσεις μήκη=5.04, 2.52m, ύψη=3.00, 3.00, 4.00m πάχος=0.95m
Θέση $x=0.03m$, $y=0.47m$, $\theta=356.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου=17.64m²
Λιθοδομή M10 95 cm
Ιδιο βάρος τοίχου $G_w = 17.64 \times 24.7 = 435.7$ kN
Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=12.4kN/m κινητό=0.0kN/m

Φορτίο από πλάκα Π1, μόνιμο $g = 4.3kN/m$, κινητό $q = 0.8kN/m$, (0.80m- 4.80m)

Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο $G_f = 17.0$ kN, κινητό $Q_f = 3.0$ kN

Φορτίο από τοίχο άνω μόνιμο $G_a = 0.0$ kN, κινητό $Q_a = 0.0$ kN

Φορτίο σε τοίχο κάτω μόνιμο $G_b = 452.7$ kN, κινητό $Q_b = 3.0$ kN

Ισόγειο

T2



Διαστάσεις μήκος=7.20m, ύψος=3.00m, πάχος=0.95m
Θέση $x=4.56m$, $y=-0.33m$, $\theta=85.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου=21.60m²
Λιθοδομή M10 95 cm
Ιδιο βάρος τοίχου $G_w = 21.60 \times 24.7 = 533.5$ kN
Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.0kN/m κινητό=0.0kN/m

Φορτίο από πλάκα Π1, μόνιμο $g = 7.1kN/m$, κινητό $q = 1.1kN/m$, (0.70m- 6.70m)

Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο $G_f = 42.7$ kN, κινητό $Q_f = 6.7$ kN

Φορτίο από τοίχο άνω μόνιμο $G_a = 0.0$ kN, κινητό $Q_a = 0.0$ kN

Φορτίο σε τοίχο κάτω μόνιμο $G_b = 576.2$ kN, κινητό $Q_b = 6.7$ kN

Ισόγειο

T3



Διαστάσεις μήκη=4.98, 2.49m, ύψη=3.00, 3.00, 4.00m πάχος=0.95m
Θέση $x=5.60m$, $y=6.34m$, $\theta=179.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου=15.71m²
Λιθοδομή M10 95 cm
Ιδιο βάρος τοίχου $G_w = 15.71 \times 24.7 = 388.0$ kN
Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=12.4kN/m κινητό=0.0kN/m

Φορτίο από πλάκα Π1Π2, μόνιμο $g = 16.0kN/m$, κινητό $q = 2.3kN/m$, (0.70m- 4.80m)

Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο $G_f = 65.5$ kN, κινητό $Q_f = 9.4$ kN

Φορτίο από τοίχο άνω μόνιμο $G_a = 0.0$ kN, κινητό $Q_a = 0.0$ kN

Φορτίο σε τοίχο κάτω μόνιμο $G_b = 453.5$ kN, κινητό $Q_b = 9.4$ kN

Ισόγειο

T4



Διαστάσεις μήκος=6.94m, ύψος=3.00m, πάχος=0.95m
Θέση $x=1.10m$, $y=6.87m$, $\theta=265.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου=20.82m²
Λιθοδομή M10 95 cm
Ιδιο βάρος τοίχου $G_w = 20.82 \times 24.7 = 514.3$ kN
Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.0kN/m κινητό=0.0kN/m

Φορτίο από πλάκα Π1, μόνιμο $g = 7.1kN/m$, κινητό $q = 1.1kN/m$, (0.60m- 6.60m)

Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο $G_f = 42.7$ kN, κινητό $Q_f = 6.7$ kN

Φορτίο από τοίχο άνω μόνιμο $G_a = 0.0$ kN, κινητό $Q_a = 0.0$ kN

Φορτίο σε τοίχο κάτω μόνιμο $G_b = 557.0$ kN, κινητό $Q_b = 6.7$ kN

Ισόγειο

T5



Διαστάσεις μήκος=3.75m, ύψος=3.00m, πάχος=0.70m
Θέση $x=5.26m$, $y=6.83m$, $\theta=86.00^\circ$, επιφάνεια τοίχου=9.60m²
Λιθοδομή M10 70 cm
Ιδιο βάρος τοίχου $G_w = 9.60 \times 18.2 = 174.6$ kN
Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.0kN/m κινητό=0.0kN/m

Φορτίο από πλάκα Π2, μόνιμο $g = 2.7kN/m$, κινητό $q = 0.4kN/m$, (0.60m- 3.50m)

Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο $G_f = 7.8$ kN, κινητό $Q_f = 1.2$ kN

Φορτίο από τοίχο άνω μόνιμο $G_a = 0.0$ kN, κινητό $Q_a = 0.0$ kN

Φορτίο σε τοίχο κάτω μόνιμο $G_b = 182.4$ kN, κινητό $Q_b = 1.2$ kN

Φορτία Τοίχων

Ισόγειο

T6

Διαστάσεις μήκη=5.12, 2.56m, ύψη=3.00, 3.00, 4.00m πάχος=0.70m
 Θέση x=5.83m, y=10.20m, θ=176.00°, επιφάνεια τοίχου=15.63m²
 Λιθοδομή M10 70 cm
 Ίδιο βάρος τοίχου Gw= 15.63x 18.2= 284.5 kN
 Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=9.1kN/m κινητό=0.0kN/m



Φορτίο από πλάκα Π2, μόνιμο g= 6.4kN/m, κινητό q= 1.1kN/m, (0.50m- 4.90m)

Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο Gf= 28.1 kN, κινητό Qf= 5.0 kN

Φορτίο από τοίχο άνω μόνιμο Ga= 0.0 kN, κινητό Qa= 0.0 kN

Φορτίο σε τοίχο κάτω μόνιμο Gb= 312.6 kN, κινητό Qb= 5.0 kN

Ισόγειο

T7

Διαστάσεις μήκος=3.99m, ύψος=3.00m, πάχος=0.60m
 Θέση x=1.04m, y=10.88m, θ=268.00°, επιφάνεια τοίχου=9.63m²
 Λιθοδομή M10 60cm
 Ίδιο βάρος τοίχου Gw= 9.63x 15.6= 150.3 kN
 Γραμμικό φορτίο επί τοίχου, μόνιμο=0.0kN/m κινητό=0.0kN/m



Φορτίο από πλάκα Π2, μόνιμο g= 2.7kN/m, κινητό q= 0.4kN/m, (0.50m- 4.50m)

Συνολικό φορτίο από δάπεδο μόνιμο Gf= 10.8 kN, κινητό Qf= 1.7 kN

Φορτίο από τοίχο άνω μόνιμο Ga= 0.0 kN, κινητό Qa= 0.0 kN

Φορτίο σε τοίχο κάτω μόνιμο Gb= 161.1 kN, κινητό Qb= 1.7 kN

Ισόγειο

Συνολικά φορτία ορόφου

Ολικά κατακόρυφα φορτία ορόφου από τοίχους, μόνιμα G1= 2696 kN, κινητά Q1= 34 kN
 Ολικά κατακόρυφα φορτία ορόφου από υποστυλώματα, μόνιμα G2= 0 kN, κινητά Q2= 0 kN
 Ολικά κατακόρυφα φορτία ορόφου (δάπεδα+τοίχοι), μόνιμα G = 2696 kN, κινητά Q = 34 kN
 Φορτία οροφής για υπολογισμό σεισμικής μάζας, μόνιμα Go= 1455 kN, κινητά Qo= 34 kN
 Συνδυασμός δράσεων για σεισμική φόρτιση, ολικά φορτία ορόφου (1.00xGo+0.30xQo)= 1465 kN
 Ολική μάζα ορόφου Mo=(1.00xGo+0.30xQo)/9.81=1465/9.81= 149 kNsec²/m
 Για υπολογισμό μάζας, το ίδιο βάρος τοίχων κατενεμήθη: 50% πάνω και 50% κάτω

Ισόγειο

Κέντρο Μάζας ορόφου

Τοίχος	Μάζα kNsec ² /m	xm	ym	x.M	y.M
T1	46.2	2.55	0.30	117.77	13.78
T2	58.9	4.87	3.26	287.08	192.01
T3	46.5	3.11	6.38	144.76	296.70
T4	57.0	0.80	3.41	45.63	194.42
T5	18.6	5.39	8.70	100.45	162.17
T6	32.0	3.27	10.38	104.76	332.33
T7	16.5	0.97	8.89	15.98	146.38

Σύνολα 275.8 816.42 1337.80

Κέντρο μάζας ορόφου xm=816.42/275.80=2.96m, ym=1337.80/275.80=4.85m

Για τον υπολογισμό του κέντρου μάζας ορόφου, θεωρούμε μάζες ισοδύναμες των αντιστοίχων φορτίων στα κέντρα των τοίχων και υποστυλωμάτων.

Υπολογισμός σεισμικών φορτίων τοίχων (Ευρωκ.8 §3, §4.3.3.2, §9)

Η κατανομή της σεισμικής δύναμης γίνεται αφού υπολογιστούν με ακρίβεια οι ακαμψίες των τοίχων σε οριζόντιες δυνάμεις. Ο υπολογισμός γίνεται με τη μέθοδο πεπερασμένων στοιχείων, με επιβολή οριζόντιας μοναδιαίας σχετικής μετατόπισης του πάνω άκρου του τοίχου. Χρησιμοποιούνται επίπεδα ορθογώνια (plain stress) πεπερασμένα στοιχεία τεσσάρων κόμβων. Υπολογίζεται επίσης η προσεγγιστική ακαμψία τοίχου (χωρίς ανοίγματα) $= 1 / (h^3 / 12EI + 1.2h / GA)$

Γενικά Στοιχεία Αντισεισμικού Σχεδιασμού (Ευρωκ.8 §3)

Σεισμική Ζώνη	Ζώνη: II, $\alpha = 0.240g = 2.35 \text{ m/s}^2$	(Ευρωκ.8 §3.2.1)
Κατηγορία Εδάφους	B, $S = 1.20$ $T_b = 0.15 \text{ sec}$ $T_c = 0.50 \text{ sec}$	(Ευρωκ.8 §3.1.2)
Σπουδαιότητα Κτιρίου	S2 $\gamma_I = 1.00$	(Ευρωκ.8 §4.2.5)
Δομικό σύστημα	Αοπλη τοιχοποιία $q = 1.50$	(Ευρωκ.8, §9.3, T.9.1)
Συντελεστής Θεμελίωσης	$S = 1.20$	(Ευρωκ.8 §3.2.2.2)

Θεμελιώδης ιδιοπερίοδος κτιρίου $T = 0.050(H)^{0.75} = 0.11 \text{ sec}$ (Ευρωκ.8 eq.4.6)

Μέγιστη οριζόντια επιτάχυνση σεισμού $R_d(T) = a_g \cdot \gamma_I \cdot n \cdot S \cdot 2.5 / q$ (EC8 eq.3.15)

$R_d(T) = 0.240 \times 1.00 \times 1.00 \times 1.20 \times 2.5 \times g / 1.50 = 0.480g$

Συνολική μάζα κατασκευής $M = (149) = 149 \text{ kNsec}^2/\text{m}$

Τέμνουσα βάση $V_o = 149 \times 0.480 \times 9.81 = 702 \text{ kN}$

Κατακόρυφη κατανομή σεισμικής δύναμης ως σε κανονικά κτίρια (Ευρωκ.8, §4.3.3.2.3)

Οροφος Μάζα [kNsec²/m] z_i [m] $m_i \cdot z_i$ οριζόντια δύναμη F_i [kN] $e_i = M_i / W_i$ [m]

Ισόγειο 149.00 (276.00) 3.00 447 702x 447/ 447= 702.0 1.44

σύνολο 149.00 447 702.0

(σε κάθε όροφο ακολουθεί υπολογισμός κέντρου διάτμησης και έλεγχος κανονικότητας κτιρίου)

Διάφραγμα στη στάθμη 0.8H, διάφραγμα Ισόγειο

Ελαστικός άξονας κτιρίου στο $x = 2.97 \text{ m}$, $y = 4.48 \text{ m}$

Ακολουθώς δείχνεται, αναλυτικά σε κάθε όροφο και τοίχο, η κατανομή των σεισμικών δυνάμεων. Η σχετική ακαμψία κάθε τοίχου υπολογίζεται με ανάλυση πεπερασμένων στοιχείων. Οι περιοχές εφελκυστικών τάσεων αφαιρούνται από τους τοίχους και οι ακαμψίες μειώνονται ανάλογα.

Ανακατανομή σεισμικών δυνάμεων τοίχων 0~25 % (Ευρωκ.8, §9.4.6)

Κατανομή μάζας τοίχων : 50% στην οροφή, και 50% στο δάπεδο του ορόφου.

Έλεγχος ανατροπής

$\sum (F_i \cdot z_i) = 2106.0 \text{ kNm} \leq 1.00 \times W_t \times x = 1.00 \times 2707.6 \times 2.94 = 7948.8 \text{ kNm}$

$\sum (F_i \cdot z_i) = 2106.0 \text{ kNm} \leq 1.00 \times W_t \times y = 1.00 \times 2707.6 \times 5.64 = 15266.8 \text{ kNm}$

Ισόγειο T1 Διαστάσεις μήκη=5.04, 2.52m, ύψη=3.00, 3.00, 4.00m πάχος=0.95m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

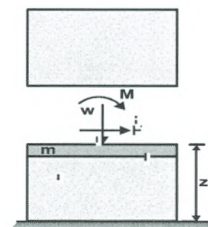
Ο τοίχος χωρίζεται σε 375 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάνναβο 16x26 κόμβων, συνολικά 416 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K = 2.155 \text{ GN/m}$

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) $= 2.020 \text{ GN/m}$

Ακαμψία κατά x-x $K_x = 2.155 \text{ GN/m}$, κατά y-y $K_y = 0.000 \text{ GN/m}$



Σεισμικά Φορτία Τοίχων

Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (Ευρωκ.8 §10.9.2)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=0.42$ m, $e_y=4.18$ m

Οριζόντια Δύναμη F_x

Σεισμός $x-x=702.00 \times 1.369 / 3.056+212 \times 4.18 \times 1.573 / 112.423=326.93$ kN

Σεισμός $y-y=0.00 \times 1.369 / 3.056+791 \times 4.18 \times 1.573 / 112.423=46.24$ kN

Οριζόντια Δύναμη F_y

Σεισμός $x-x=0.00 \times 0.000 / 7.714+212 \times 0.42 \times 0.000 / 112.423=0.00$ kN

Σεισμός $y-y=702.00 \times 0.000 / 7.714+791 \times 0.42 \times 0.000 / 112.423=0.00$ kN

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y (Ευρωκ.8, §4.3.3.5.1)

$(\exp F_x)^2=326.93^2+46.24^2$, $\exp F_x=330.18$ kN

$(\exp F_y)^2=0.00^2+0.00^2$, $\exp F_y=0.00$ kN

Μέγιστες σεισμικές δυνάμεις (Ευρωκ.8, §10.9.2)

$\max F_x=326.93+0.30 \times 46.24=340.80$ kN

$\max F_y=0.00+0.30 \times 0.00=0.00$ kN

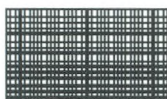
Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=340.80$ kN

Ισόγειο

T2

Διαστάσεις μήκος=7.20m, ύψος=3.00m, πάχος=0.95m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του



Ο τοίχος χωρίζεται σε 540 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάναβο 16×37 κόμβων, συνολικά 592 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K=3.317$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 3.050 GN/m

Ακαμψία κατά $x-x$ $K_x=0.000$ GN/m, κατά $y-y$ $K_y=3.317$ GN/m

Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (Ευρωκ.8 §10.9.2)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=1.90$ m, $e_y=1.22$ m

Οριζόντια Δύναμη F_x

Σεισμός $x-x=702.00 \times 0.000 / 3.056+212 \times 1.22 \times 0.000 / 112.423=0.00$ kN

Σεισμός $y-y=0.00 \times 0.000 / 3.056+791 \times 1.22 \times 0.000 / 112.423=0.00$ kN

Οριζόντια Δύναμη F_y

Σεισμός $x-x=0.00 \times 2.421 / 7.714+212 \times 1.90 \times 2.421 / 112.423=8.71$ kN

Σεισμός $y-y=702.00 \times 2.421 / 7.714+791 \times 1.90 \times 2.421 / 112.423=252.81$ kN

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y (Ευρωκ.8, §4.3.3.5.1)

$(\exp F_x)^2=0.00^2+0.00^2$, $\exp F_x=0.00$ kN

$(\exp F_y)^2=8.71^2+252.81^2$, $\exp F_y=252.96$ kN

Μέγιστες σεισμικές δυνάμεις (Ευρωκ.8, §10.9.2)

$\max F_x=0.00+0.30 \times 0.00=0.00$ kN

$\max F_y=252.81+0.30 \times 8.71=255.42$ kN

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=255.42$ kN

Ισόγειο

T3

Διαστάσεις μήκη=4.98, 2.49m, ύψη=3.00, 3.00, 4.00m πάχος=0.95m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του



Ο τοίχος χωρίζεται σε 375 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάναβο 16×26 κόμβων, συνολικά 416 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K=1.497$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 1.991 GN/m

Ακαμψία κατά $x-x$ $K_x=1.497$ GN/m, κατά $y-y$ $K_y=0.000$ GN/m

Σεισμικά Φορτία Τοίχων

Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (Ευρωκ.8 §10.9.2)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=0.15$ m, $e_y=1.90$ m

Οριζόντια Δύναμη F_x

Σεισμός $x-x=702.00x \cdot 1.024/3.047+212x \cdot 1.90x \cdot 1.228/112.423=240.36$ kN

Σεισμός $y-y=0.00x \cdot 1.024/3.047+791x \cdot 1.90x \cdot 1.228/112.423=16.45$ kN

Οριζόντια Δύναμη F_y

Σεισμός $x-x=0.00x \cdot 0.000/7.714+212x \cdot 0.15x \cdot 0.000/112.423=0.00$ kN

Σεισμός $y-y=702.00x \cdot 0.000/7.714+791x \cdot 0.15x \cdot 0.000/112.423=0.00$ kN

Επαλληλίσια σεισμικών δυνάμεων κατά x και y (Ευρωκ.8, §4.3.3.5.1)

$(expF_x)^2 = 240.36^2 + 16.45^2$, $expF_x = 240.92$ kN

$(expF_y)^2 = 0.00^2 + 0.00^2$, $expF_y = 0.00$ kN

Μέγιστες σεισμικές δυνάμεις (Ευρωκ.8, §10.9.2)

$maxF_x = 240.36 + 0.30x \cdot 16.45 = 245.29$ kN

$maxF_y = 0.00 + 0.30x \cdot 0.00 = 0.00$ kN

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=245.29$ kN

Ισόγειο

T4

Διαστάσεις μήκος=6.94m, ύψος=3.00m, πάχος=0.95m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

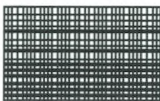
Ο τοίχος χωρίζεται σε 525 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάναβο 16x36 κόμβων, συνολικά 576 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K=3.177$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 2.927 GN/m

Ακαμψία κατά $x-x$ $K_x=0.000$ GN/m, κατά $y-y$ $K_y=3.177$ GN/m



Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (Ευρωκ.8 §10.9.2)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=2.17$ m, $e_y=1.06$ m

Οριζόντια Δύναμη F_x

Σεισμός $x-x=702.00x \cdot 0.000/3.056+212x \cdot 1.06x \cdot 0.000/112.423=0.00$ kN

Σεισμός $y-y=0.00x \cdot 0.000/3.056+791x \cdot 1.06x \cdot 0.000/112.423=0.00$ kN

Οριζόντια Δύναμη F_y

Σεισμός $x-x=0.00x \cdot 2.355/7.714+212x \cdot 2.17x \cdot 2.355/112.423=9.64$ kN

Σεισμός $y-y=702.00x \cdot 2.355/7.714+791x \cdot 2.17x \cdot 2.355/112.423=250.24$ kN

Επαλληλίσια σεισμικών δυνάμεων κατά x και y (Ευρωκ.8, §4.3.3.5.1)

$(expF_x)^2 = 0.00^2 + 0.00^2$, $expF_x = 0.00$ kN

$(expF_y)^2 = 9.64^2 + 250.24^2$, $expF_y = 250.43$ kN

Μέγιστες σεισμικές δυνάμεις (Ευρωκ.8, §10.9.2)

$maxF_x = 0.00 + 0.30x \cdot 0.00 = 0.00$ kN

$maxF_y = 250.24 + 0.30x \cdot 9.64 = 253.14$ kN

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=253.14$ kN

Ισόγειο

T5

Διαστάσεις μήκος=3.75m, ύψος=3.00m, πάχος=0.70m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 285 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάναβο 16x20 κόμβων, συνολικά 320 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K=0.678$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 1.020 GN/m

Ακαμψία κατά $x-x$ $K_x=0.000$ GN/m, κατά $y-y$ $K_y=0.678$ GN/m



Σεισμικά Φορτία Τοίχων

Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (Ευρωκ.8 §10.9.2)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=2.43$ m, $e_y=4.23$ m

Οριζόντια Δύναμη F_x

Σεισμός $x-x=702.00 \times 0.000 / 3.056+ 212 \times 4.23 \times 0.000 / 112.423= 0.00$ kN
 Σεισμός $y-y=0.00 \times 0.000 / 3.056+ 791 \times 4.23 \times 0.000 / 112.423= 0.00$ kN

Οριζόντια Δύναμη F_y

Σεισμός $x-x=0.00 \times 0.678 / 7.714+ 212 \times 2.43 \times 0.678 / 112.423= 3.11$ kN
 Σεισμός $y-y=702.00 \times 0.678 / 7.714+ 791 \times 2.43 \times 0.678 / 112.423= 73.27$ kN

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y (Ευρωκ.8, §4.3.3.5.1)

$(\exp F_x)^2 = 0.00^2 + 0.00^2$, $\exp F_x = 0.00$ kN

$(\exp F_y)^2 = 3.11^2 + 73.27^2$, $\exp F_y = 73.34$ kN

Μέγιστες σεισμικές δυνάμεις (Ευρωκ.8, §10.9.2)

$\max F_x = 0.00 + 0.30 \times 0.00 = 0.00$ kN

$\max F_y = 73.27 + 0.30 \times 3.11 = 74.21$ kN

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=74.21$ kN

Ισόγειο

T6

Διαστάσεις μήκη=5.12, 2.56m, ύψη=3.00, 3.00, 4.00m πάχος=0.70m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 390 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάναβο 16x27 κόμβων, συνολικά 432 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K=1.042$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 1.517 GN/m

Ακαμψία κατά $x-x$ $K_x=1.042$ GN/m, κατά $y-y$ $K_y=0.000$ GN/m



Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (Ευρωκ.8 §10.9.2)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=0.31$ m, $e_y=5.90$ m

Οριζόντια Δύναμη F_x

Σεισμός $x-x=702.00 \times 0.893 / 3.047+ 212 \times 5.90 \times 1.042 / 112.423= 217.33$ kN
 Σεισμός $y-y=0.00 \times 0.893 / 3.047+ 791 \times 5.90 \times 1.042 / 112.423= 43.30$ kN

Οριζόντια Δύναμη F_y

Σεισμός $x-x=0.00 \times 0.000 / 7.714+ 212 \times 0.31 \times 0.000 / 112.423= 0.00$ kN
 Σεισμός $y-y=702.00 \times 0.000 / 7.714+ 791 \times 0.31 \times 0.000 / 112.423= 0.00$ kN

Επαλληλία σεισμικών δυνάμεων κατά x και y (Ευρωκ.8, §4.3.3.5.1)

$(\exp F_x)^2 = 217.33^2 + 43.30^2$, $\exp F_x = 221.60$ kN

$(\exp F_y)^2 = 0.00^2 + 0.00^2$, $\exp F_y = 0.00$ kN

Μέγιστες σεισμικές δυνάμεις (Ευρωκ.8, §10.9.2)

$\max F_x = 217.33 + 0.30 \times 43.30 = 230.31$ kN

$\max F_y = 0.00 + 0.30 \times 0.00 = 0.00$ kN

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=230.31$ kN

Ισόγειο

T7

Διαστάσεις μήκος=3.99m, ύψος=3.00m, πάχος=0.60m

Υπολογισμοί οριζόντιας ακαμψίας τοίχου στο επίπεδό του

Ο τοίχος χωρίζεται σε 300 ορθογώνια επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία.

Οι κόμβοι είναι σε κάναβο 16x21 κόμβων, συνολικά 336 κόμβοι.

Ακαμψία τοίχου από ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία $K=0.542$ GN/m

Προσεγγιστική ακαμψία (χωρίς ανοίγματα) = 0.950 GN/m

Ακαμψία κατά $x-x$ $K_x=0.000$ GN/m, κατά $y-y$ $K_y=0.542$ GN/m



Σεισμικά Φορτία Τοίχων

Σεισμικές δυνάμεις βάσει απλοποιημένης φασματικής μεθόδου (Ευρωκ.8 §10.9.2)

Εκκεντρότητες τοίχου από ελαστικό άξονα κτιρίου $e_x=2.00$ m, $e_y=4.41$ m

Οριζόντια Δύναμη F_x

Σεισμός $x-x=702.00 \times 0.000 / 3.056+212 \times 4.41 \times 0.000 / 112.423=0.00$ kN

Σεισμός $y-y=0.00 \times 0.000 / 3.056+791 \times 4.41 \times 0.000 / 112.423=0.00$ kN

Οριζόντια Δύναμη F_y

Σεισμός $x-x=0.00 \times 0.542 / 7.714+212 \times 2.00 \times 0.542 / 112.423=2.04$ kN

Σεισμός $y-y=702.00 \times 0.542 / 7.714+791 \times 2.00 \times 0.542 / 112.423=56.94$ kN

Επαλληλίσια σεισμικών δυνάμεων κατά x και y (Ευρωκ.8, §4.3.3.5.1)

$(expF_x)^2=0.00^2+0.00^2$, $expF_x=0.00$ kN

$(expF_y)^2=2.04^2+56.94^2$, $expF_y=56.97$ kN

Μέγιστες σεισμικές δυνάμεις (Ευρωκ.8, §10.9.2)

$maxF_x=0.00+0.30 \times 0.00=0.00$ kN

$maxF_y=56.94+0.30 \times 2.04=57.55$ kN

Μέγιστη οριζόντια δύναμη κατά μήκος του τοίχου $F=57.55$ kN

Κέντρο Διάτμησης ορόφου (ΚΔ)

Τοίχος	K_x [GN/m]	K_y [GN/m]	x [m]	y [m]	$x \cdot K_y$	$y \cdot K_x$	$x^2 \cdot K_y$	$y^2 \cdot K_x$
T1	1.573	0.000	2.55	0.30	0.000	0.642	0.000	0.191
T2	0.000	2.421	4.87	3.26	16.156	0.000	78.687	0.000
T3	1.228	0.000	3.11	6.38	0.000	9.549	0.000	60.906
T4	0.000	2.355	0.80	3.41	2.544	0.000	2.037	0.000
T5	0.000	0.678	5.39	8.70	3.656	0.000	19.709	0.000
T6	1.042	0.000	3.27	10.38	0.000	10.815	0.000	112.257
T7	0.000	0.542	0.97	8.89	0.526	0.000	0.510	0.000

Σύνολα 4.694 GN/m 7.714 GN/m 22.881 21.006 100.944 173.355

Κέντρο διάτμησης $x=22.881/7.714=2.97$ m, $y=21.006/4.694=4.48$ m

Στρεπτική ακαμψία ορόφου $I_p=100.944+173.355-2.97^2 \times 7.714-4.48^2 \times 4.694=112.423$ GNm

Στατικές εκκεντρότητες $e_{ox}=2.96-2.97=-0.01$ m, $e_{oy}=4.85-4.48=0.38$ m

Τυχηματικές εκκεντρότητες ορόφου $e_{ax}=0.05 \times 5.87=0.29$ m, $e_{ay}=0.05 \times 11.28=0.56$ m (EC8 §4.3.2)

Οι κύριες διευθύνσεις του κτιρίου λαμβάνονται παράλληλα με τους άξονες x και y .

Τυχηματικά στρεπτικά φαινόμενα λαμβάνονται υπ όψη με τις τυχηματικές εκκεντρότητες.

Οι ισοδύναμες στατικές εκκεντρότητες λαμβάνονται ως : (Ευρωκ.8 §4.3.3.2.4 (2))

$e_{fi}=1.50 \times e_{ai}$, $e_{fr}=0.50 \times e_{ai}$

$e_{fx}=1.50 \times -0.01=-0.01$ m, $e_{rx}=0.50 \times -0.01=0.00$ m, $e_{fy}=1.50 \times 0.38=0.56$ m, $e_{ry}=0.50 \times 0.38=0.19$ m

Εκκεντρότητες σχεδιασμού (Ευρωκ.8 4.3.3.2)

$maxe_x=0.00+0.29=0.29$ m, $mine_x=-0.01-0.29=-0.30$ m

$maxe_y=0.56+0.56=1.13$ m, $mine_y=0.19-0.56=-0.38$ m

Μέγιστες στρεπτικές ροπές φορτίου ορόφου λόγω εκκεντρότητας $maxe$ και $mine$

φόρτιση κατά $x-x$ $maxM_{zx}=0.30 \times 702=212$ kNm

φόρτιση κατά $y-y$ $maxM_{zy}=1.13 \times 702=791$ kNm

Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου $\Delta x=0.001 \times 702.0 / 2.347=0.299$ mm (EC8 §9.4.2)

Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου $\Delta y=0.001 \times 702.0 / 3.857=0.182$ mm (EC8 §9.4.2)

Ελεγχος Κανονικότητας ορόφου κτιρίου (Ευρωκ.8 §4.2.3)

α) Ελεγχος διαστάσεων (Ευρωκ.8 §4.2.3.2)

Περίγραμμα ορόφου $\min X = 0.00\text{m}$, $\max X = 5.87\text{m}$, $\min Y = -0.37\text{m}$, $\max Y = 10.91\text{m}$

Πλευρές κτιρίου $L_x = 5.87\text{ m}$, $L_y = 11.28\text{ m}$

Λόγος πλευρών $L_{\max}/L_{\min} = 11.28/5.87 = 1.92 \leq 4$ ικανοποιείται η συνθήκη (Ευρωκ.8 §4.2.3.2(5))

$e_{ox} = 0.006 \leq 0.30 r_x = 0.30 \times 4.894 = 1.468$, $r_x = 4.894 \geq l_s = 0.215$

$e_{oy} = 0.375 \leq 0.30 r_y = 0.30 \times 3.818 = 1.145$, $r_y = 3.818 \geq l_s = 0.215$

Ικανοποιούνται οι συνθήκες (Ευρωκ.8 §4.2.3.2(6) (4.1a) και (4.1b))

$4.894^2 = 23.950 > 0.215^2 + 0.006^2 = 0.046$ $r_x^2 > l_s^2 + e_{ox}^2$

$3.818^2 = 14.574 > 0.215^2 + 0.375^2 = 0.187$ $r_y^2 > l_s^2 + e_{oy}^2$

Ικανοποιούνται οι συνθήκες (Ευρωκ.8 §4.3.3.1(8) d)

β, γ) Ελεγχος μεταβολής Δυσκαμψίας και Μάζας ορόφου (Ευρωκ.8 §4.2.3.3)

Η οικοδομή είναι μονόροφος άρα ικανοποιείται η απαίτηση μεταβολής

δυσκαμψίας και μάζας ορόφου Ευρωκ.8 §4.2.3

$T_1 = 0.114\text{s} < T_c = 4 \times 0.500 = 2.000\text{s}$, $T_1 = 0.114\text{s} < 2.00\text{s}$

Ικανοποιούνται οι συνθήκες (Ευρωκ.8 §4.3.3.2(2) a)

Ελεγχοι αντοχής τοίχων (Ευρωκώδικας 6, EN1996-1-1:2002, EC6)

Οι έλεγχοι αντοχής των τοίχων σε γίνονται στην οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 §6).

Οι έλεγχοι αντοχής και οι συνδυασμοί φορτίσεων είναι:

- α) Έλεγχος σε αξονικό φορτίο για φόρτιση $1.35x_g + 1.50x_q$, $N_{ed} \leq N_{rd}$ (EC6 §6.1.2)
- β) Έλεγχος σε αξονικό φορτίο για φόρτιση $1.00x_g + 0.30x_q + \Sigma \text{σεισμός}$, $N_{ed} \leq N_{rd}$ (EC6 §6.1.2)
- γ) Έλεγχος σε διάτμηση για φόρτιση $1.00x_g + 0.30x_q + \Sigma \text{σεισμός}$, $V_{ed} \leq V_{rd}$ (EC6 §6.2)
- δ) Έλεγχος λυγηρότητας τοίχων $\eta_{ef}/t_{ef} < 27$ (EC6 §5.5.1.4)

ε) Έλεγχος σε συγκεντρωμένα φορτία στις θέσεις έδρασης δοκών (EC6 §6.1.3)

Γίνονται επίσης έλεγχοι γεωμετρικών απαιτήσεων, πάχος τοίχου, λυγηρότητα

- λ=ύψος προς πάχος, σύμφωνα με το Εθνικό κείμενο εφαρμογής του Ευρωκώδικα 6.

Τα φορτία σχεδιασμού N_{ed} , ή V_{ed} προσδιορίζονται σαν φορτία ανά μονάδα πλάτους από τις τάσεις που υπολογίζονται από την επίλυση πεπερασμένων στοιχείων.

Οι εκκεντρότητες για τον υπολογισμό των μειωτικών συντελεστών Φ_i και Φ_m προκύπτουν από τις φορτίσεις των πατωμάτων της κατασκευής (EC6 §6.1.2.2). Οι ροπές M_{id} στην κορυφή κάθε τοίχου υπολογίζονται από τα φορτία των πατωμάτων (EC6, Παράρτ.Γ).

Οι εκκεντρότητες e_h υπολογίζονται από την μέγιστη οριζόντια μετατόπιση λόγω σεισμού.

Για τον προσδιορισμό του μήκους λυγισμού λαμβάνεται υπόψη η μερική ή ολική πάκτωση στην κορυφή και βάση του τοίχου. Στις κατακόρυφες παρειές ανοιγμάτων και πεσσών οι συντελεστές ρ_3 και ρ_4 λαμβάνονται επί το δυσμενέστερο $\rho_3 = \rho_4 = 1$ (EC6 §5.5.1.2).

Η τυχηματική εκκενρότητα λαμβάνεται $e_s = \eta_{ef}/450$ (EC6, §5.5.1.1)

Ισόγειο**T1**

Διαστάσεις μήκη=5.04, 2.52m, ύψη=3.00, 3.00, 4.00m πάχος=0.95m
Λιθοδομή M10 95 cm

Δομικό σύστημα : Αοπλη τοιχοποιία (Ευρωκ.8, §9.3, T.9.1)

Κατηγορία κατασκευής : 1 (EC6, §2.4.3, Παρ. Α)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων : II (EC6 §3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας: $f_k = 4.24 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.1.2)

Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{vko} = 0.15 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.2)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού: $\gamma_M = 2.00$ (EC6, §2.4.3)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό: $\gamma_M = (2/3) \times 2.00 (>= 1.50) = 1.50$ (Ευρωκ-8, §9.6(3))

Μήκος λυγισμού τοίχου $\eta_{ef} = \rho x_h = 0.75 \times 3.35 = 2.51 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.2)

Λυγηρότητα $\lambda = \eta_{ef}/t_{ef} = 2.51/0.95 = 2.64 < 27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3

Τοιχοποιία Αοπλη με φυσικούς λίθους.

Πάχος τοίχου = 0.950 $>= 0.400 \text{ m}$ (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda = 2.64 < 9$ (εντάξει)

L/h πεσσών: $5.04/3.00 = 1.68 > 0.50$, δεκτό

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, Φόρτιση $1.35x_g + 1.50x_q$ (EC6, §6.1)

Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id} = (1.35 \times 17.0 + 1.50 \times 3.0)/5.04 = 5.45 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{edo} = 0.001 \times 5.45/0.95 = 0.006 \text{ N/mm}^2$

Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1-k/4) = 1.00$ (EC6 Παράρτ. Γ(3))

Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id} = 8.40 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)

Εκκεντρότητα $M_{id}/N_{id} = 8.40/5.45 = 1.54317 \text{ m} = 1.62 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παράρτ. Γ.1)

Η εκκενρότητα $> 45\%$ του πάχους του τοίχου άρα υπολογίζεται όπως (EC6 Παράρτ. Γ(5))

Βάθος έδρασης $= 0.10 \times 0.950 = 0.095 \text{ m}$ εκκενρότητα φορτίου στην κορυφή $M_{id}/N_{id} = 0.42750 \text{ m}$

Εκκενρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκενρότητα $e_i = \eta_{ef}/450 = 2.51/450 = 0.00558 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκενρότητα στην κορυφή $e_e = M_{id}/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.42750 + 0.00000 + 0.00558 = 0.43308 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκενρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.95 = 0.04750 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.43308/0.95 = 0.09$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.09 \times 0.95 \times 4.24 / 2.00 = 181.5 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed} = 5.4 < 181.5 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md} = (1.35 \times 191.3 + 1.50 \times 3.0) / 5.04 = 52.13 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{edo} = 0.001 \times 52.13 / 0.95 = 0.055 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md} = 0.20 \times 0.42750 \times 5.4 / 52.1 = 0.00893 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 2.51 / 450 = 0.00558 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md}/N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.00893 + 0.00000 + 0.00558 = 0.01452 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $2.64 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.01452 + 0.00000 = 0.01452 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.95 = 0.04750 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m = (1 - 2e_m/t) \exp(-u^2/2) = 0.90$ (EC 6 Παραρτ. Γ)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.95 \times 4.24 / 2.00 = 1813.9 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 52.1 \leq 1813.9 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id} = (1.35 \times 452.7 + 1.50 \times 3.0) / 5.04 = 122.15 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{edo} = 0.001 \times 122.15 / 0.95 = 0.129 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id}/N_{id} = 0.42750 \times 5.4 / 122.2 = 0.01906 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.51 / 450 = 0.00558 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = M_{id}/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.01906 + 0.00000 + 0.00558 = 0.02464 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.95 = 0.04750 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.02464 / 0.95 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.95 \times 4.24 / 2.00 = 1814.7 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.134 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.95 \times 0.134 = 127.4 \text{ kN/m}$
 $N_{ed} = 127.4 \leq 1814.7 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (EC6, §6.1)Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id} = (1.00 \times 17.0 + 0.30 \times 3.0) / 5.04 = 3.55 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{edo} = 0.001 \times 3.55 / 0.95 = 0.004 \text{ N/mm}^2$
 Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1 - k/4) = 1.00$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id} = 5.55 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα $M_{id}/N_{id} = 5.55 / 3.55 = 1.56273 \text{ m} = 1.64 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)
 Η εκκεντρότητα >45% του πάχους του τοίχου άρα υπολογίζεται όπως (EC6 Παραρτ. Γ(5))
 Βάθος έδρασης $= 0.10 \times 0.950 = 0.095 \text{ m}$ εκκεντρότητα φορτίου στην κορυφή $M_{id}/N_{id} = 0.42750 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00030 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.51 / 450 = 0.00558 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = M_{id}/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.42750 + 0.00030 + 0.00558 = 0.43338 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.95 = 0.04750 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.43338 / 0.95 = 0.09$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.09 \times 0.95 \times 4.24 / 1.50 = 242.0 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 3.6 \leq 242.0 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md} = (1.00 \times 191.3 + 0.30 \times 3.0) / 5.04 = 38.13 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{edo} = 0.001 \times 38.13 / 0.95 = 0.040 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md} = 0.20 \times 0.42750 \times 3.6 / 38.1 = 0.00796 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00015 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 2.51 / 450 = 0.00558 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md}/N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.00796 + 0.00015 + 0.00558 = 0.01370 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $2.64 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.01370 + 0.00000 = 0.01370 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.95 = 0.04750 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m = (1 - 2e_m/t) \exp(-u^2/2) = 0.90$ (EC 6 Παραρτ. Γ)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.95 \times 4.24 / 1.50 = 2418.5 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 38.1 \leq 2418.5 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id} = (1.00 \times 452.7 + 0.30 \times 3.0) / 5.04 = 90.00 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{ed0} = 0.001 \times 90.00 / 0.95 = 0.095 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $Mid/N_{id} = 0.42750 \times 3.6 / 90.0 = 0.01687 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00030 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.51 / 450 = 0.00558 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = Mid/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.01687 + 0.00030 + 0.00558 = 0.02275 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)

• Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.95 = 0.04750 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.04750 / 0.95 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.95 \times 4.24 / 1.50 = 2419.6 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

• Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.337 \text{ N/mm}^2$

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.95 \times 0.337 = 320.4 \text{ kN/m}$

$N_{ed} = 320.4 \leq 2419.6 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε διάτμηση, φόρτιση $1.00xq+0.30xq+\Sigma$ εισμός (EC6, §6.2)

$V_{ed} = 340.8 \text{ kN}$, $\tau_{\max} = 0.108 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_d = 0.055 \text{ N/mm}^2$, $L_c = 3.78 \text{ m}$

Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = f_{vko} + 0.4 \times f_{cd}$ (EC6 §3.6.2)

$f_{vk} = 0.150 + 0.40 \times 0.055 = 0.172 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$, $f_{vk} = 0.172 \text{ N/mm}^2$ (EC6 εξ.3.5)

Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk} \cdot t \cdot L_c / \gamma_M$ (EC6 §6.2, εξ.6.13)

$V_{rd} = 1000 \times 0.172 \times 0.95 \times 3.78 / 1.50 = 412.1 \text{ kN}$

$V_{ed} = 340.8 \text{ kN} \leq 412.1 \text{ kN} = V_{rd}$. (EC6 §6.2)

Ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Περιοχές με συγκεντρωμένα φορτία (EC6, §6.1.3)

Από τη επίλυση πεπερασμένων στοιχείων προκύπτουν στις θέσεις έδρασης δοκών οι μέγιστες θλιπτικές τάσεις. Καθώς στο πάνω μέρος του τοίχου υπάρχει σενάζ ελέγχουμε τις τάσεις σε χαμηλότερη σειρά πεπερασμένων στοιχείων.

Μέγιστη θλιπτική τάση στην περιοχή συγκεντρωμένων φορτίων $\sigma_{sd\max} = 0.155 \text{ N/mm}^2$

Η μέγιστη αυτή τάση 0.155 N/mm^2 είναι $\leq f_k / \gamma_M = 4.245 / 2.0 = 2.122 \text{ N/mm}^2$

• άρα ικανοποιείται ο έλεγχος αντοχής σύμφωνα με EC6 §6.1.3.εξ.(6.9)

Σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμεν. εφαρμογής, EC6 §6.1.3.(7), §8.2, EC8 §9.5.3).

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπερθύρων τυχόν μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος 95×20 [πλάτος x ύψος cm]

με ελάχιστο οπλισμό $4\Phi 16$ (συνδ. $\Phi 8/15$) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Ελεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω σεισμού (EC6, §3.6.3, §6.3)

Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου $= 0.182 \text{ mm}$

Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος $= 0.000 \text{ mm}$

Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \delta \cdot E \cdot b t^3 / (4H^2)$, $M_{ed} = (1000) \times 0.182 \times 4.24 \times 0.950^3 / (4 \times 3.00^2) = 18.40 \text{ kNm/m}$

$f_{xk1} = 0.10 \text{ N/mm}^2$, $f_{xd1} = 0.10 / 1.50 = 0.067 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_d = 0.001 \times 452.7 / (0.95 \times 5.04) \leq 0.2 f_d = 0.2 \times 4.24 / 1.50$, $\sigma_d = 0.095 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16))

Ροπή καμτικής αντοχής $M_{rd} = (f_{xd1} + \sigma_d) t^2 / 6 = (1000) \times (0.067 + 0.095) \times 0.950^2 / 6 = 24.37 \text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15))

$M_{ed} = 18.40 \text{ kNm/m} \leq 24.37 \text{ kNm/m} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

Ελεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω ανέμου (EC6, §6.3, Annex E)

Φορτίο ανέμου $W_{ed} = G_k + 1.50 W$, $W := C_{pe} x 1.25 = 0.80 \times 1.25 = 1.00 \text{ kN/m}^2$, $1.50 W = 1.50 \times 1.00 = 1.50 \text{ kN/m}^2$

$H/L = 3.00 / 5.04 = 0.60$, $\mu = f_{xk1} / f_{xk2} = 1$, $\alpha_1 = \mu \alpha_2$, $\alpha_2 = 0.024$ (Annex E, Tab E)

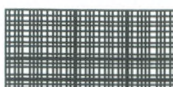
Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \alpha_1 \cdot W_{ed} \cdot L^2$, $M_{ed} = 0.024 \times 1.50 \times 5.04^2 = 0.91 \text{ kNm/m}$

$f_{xk1} = 0.10 \text{ N/mm}^2$, $f_{xd1} = 0.10 / 2.00 = 0.050 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_d = 0.001 \times 452.7 / (0.95 \times 5.04) \leq 0.2 f_d = 0.2 \times 4.24 / 2.00$, $\sigma_d = 0.095 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16))

Ροπή καμτικής αντοχής $M_{rd} = (f_{xd1} + \sigma_d) t^2 / 6 = (1000) \times (0.050 + 0.095) \times 0.950^2 / 6 = 21.81 \text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15))

$M_{ed} = 0.91 \text{ kNm/m} \leq 21.81 \text{ kNm/m} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

ΙσόγειοT2

Διαστάσεις μήκος=7.20m, ύψος=3.00m, πάχος=0.95m

Λιθοδομή M10 95 cm

Δομικό σύστημα : Αοπλη τοιχοποιία (Ευρωκ.8, §9.3, T.9.1)

Κατηγορία κατασκευής : I (EC6, §2.4.3, Παρ. Α)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσσωμάτων : II (EC6 §3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας: $f_k = 4.24 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.1.2)

Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{vko} = 0.15 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.2)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού: $\gamma_M = 2.00$ (EC6, §2.4.3)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό: $\gamma_M = (2/3) \times 2.00 (>=1.50) = 1.50$ (Ευρωκ-8, §9.6(3))

Μήκος λυγισμού τοίχου $h_{ef} = \rho x h = 0.75 \times 2.85 = 2.14 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.2)

Λυγηρότητα $\lambda = h_{ef} / t_{ef} = 2.14 / 0.95 = 2.25 <= 27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3

Τοιχοποιία Αοπλη με φυσικούς λίθους.

Πάχος τοίχου $= 0.950 >= 0.400 \text{ m}$ (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda = 2.25 <= 9$ (εντάξει)

L/h πεσσών: $7.20 / 3.00 = 2.40 > 0.50$, δεκτό

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, Φόρτιση $1.35xg+1.50xq$ (EC6, §6.1)

Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id} = (1.35 \times 42.7 + 1.50 \times 6.7) / 7.20 = 9.40 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{ed0} = 0.001 \times 9.40 / 0.95 = 0.010 \text{ N/mm}^2$

Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1-k/4) = 0.99$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))

Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id} = 7.47 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)

Εκκεντρότητα $M_{id} / N_{id} = 7.47 / 9.40 = 0.79427 \text{ m} = 0.84 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)

Η εκκεντρότητα $> 45\%$ του πάχους του τοίχου άρα υπολογίζεται όπως (EC6 Παραρτ. Γ(5))

Βάθος έδρασης $= 0.10 \times 0.950 = 0.095 \text{ m}$ εκκεντρότητα φορτίου στην κορυφή $M_{id} / N_{id} = 0.42750 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.14 / 450 = 0.00475 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = M_{id} / N_{id} + e_{he} + e_i = 0.42750 + 0.00000 + 0.00475 = 0.43225 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.95 = 0.04750 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2e_e / t = 1 - 2 \times 0.43225 / 0.95 = 0.09$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.09 \times 0.95 \times 4.24 / 2.00 = 181.5 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed} = 9.4 <= 181.5 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md} = (1.35 \times 256.1 + 1.50 \times 6.7) / 7.20 = 49.41 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{ed0} = 0.001 \times 49.41 / 0.95 = 0.052 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md} / N_{md} = 0.20 \times 0.42750 \times 9.4 / 49.4 = 0.01627 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 2.14 / 450 = 0.00475 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md} / N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.01627 + 0.00000 + 0.00475 = 0.02102 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)

Η λυγηρότητα είναι $2.25 <= 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.02102 + 0.00000 = 0.02102 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.95 = 0.04750 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m = (1 - 2e_m / t) \exp(-u^2 / 2) = 0.90$ (EC 6 Παραρτ. G)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.95 \times 4.24 / 2.00 = 1814.6 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed} = 49.4 <= 1814.6 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id} = (1.35 \times 576.2 + 1.50 \times 6.7) / 7.20 = 109.43 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{edo} = 0.001 \times 109.43 / 0.95 = 0.115 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id}/N_{id} = 0.42750 \times 9.4 / 109.4 = 0.03673 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχνηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.14 / 450 = 0.00475 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = M_{id}/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.03673 + 0.00000 + 0.00475 = 0.04148 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)

- Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.95 = 0.04750 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.04750 / 0.95 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.95 \times 4.24 / 2.00 = 1814.7 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

- Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.123 \text{ N/mm}^2$

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.95 \times 0.123 = 116.5 \text{ kN/m}$

$N_{ed} = 116.5 \leq 1814.7 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση $1.00 \text{ kg} + 0.30 \text{ kg} + \Sigma \text{εισμός}$ (EC6, §6.1)Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id} = (1.00 \times 42.7 + 0.30 \times 6.7) / 7.20 = 6.21 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{edo} = 0.001 \times 6.21 / 0.95 = 0.007 \text{ N/mm}^2$

Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1 - k/4) = 0.99$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))

Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id} = 4.93 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)

Εκκεντρότητα $M_{id}/N_{id} = 4.93 / 6.21 = 0.79415 \text{ m} = 0.84 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)

Η εκκεντρότητα $> 45\%$ του πάχους του τοίχου άρα υπολογίζεται όπως (EC6 Παραρτ. Γ(5))

Βάθος έδρασης $= 0.10 \times 0.950 = 0.095 \text{ m}$ εκκεντρότητα φορτίου στην κορυφή $M_{id}/N_{id} = 0.42750 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00030 \text{ m}$

Τυχνηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.14 / 450 = 0.00475 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = M_{id}/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.42750 + 0.00030 + 0.00475 = 0.43255 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.95 = 0.04750 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.43255 / 0.95 = 0.09$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.09 \times 0.95 \times 4.24 / 1.50 = 242.0 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed} = 6.2 \leq 242.0 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md} = (1.00 \times 256.1 + 0.30 \times 6.7) / 7.20 = 35.85 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{edo} = 0.001 \times 35.85 / 0.95 = 0.038 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md} = 0.20 \times 0.42750 \times 6.2 / 35.8 = 0.01481 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00015 \text{ m}$

Τυχνηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 2.14 / 450 = 0.00475 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md}/N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.01481 + 0.00015 + 0.00475 = 0.01971 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)

Η λυγηρότητα είναι $2.25 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.01971 + 0.00000 = 0.01971 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.95 = 0.04750 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m = (1 - 2e_m/t) \text{Exp}(-u^2/2) = 0.90$ (EC 6 Παραρτ. G)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.95 \times 4.24 / 1.50 = 2419.5 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed} = 35.8 \leq 2419.5 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id} = (1.00 \times 576.2 + 0.30 \times 6.7) / 7.20 = 80.31 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{edo} = 0.001 \times 80.31 / 0.95 = 0.085 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id}/N_{id} = 0.42750 \times 6.2 / 80.3 = 0.03306 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00030 \text{ m}$

Τυχνηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.14 / 450 = 0.00475 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = M_{id}/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.03306 + 0.00030 + 0.00475 = 0.03811 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.95 = 0.04750 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.04750 / 0.95 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.95 \times 4.24 / 1.50 = 2419.6 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.201 \text{ N/mm}^2$

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.95 \times 0.201 = 190.5 \text{ kN/m}$

$N_{ed} = 190.5 \leq 2419.6 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Έλεγχος σε διάτμηση, φόρτιση $1.00xg+0.30xg+Σεισμός$ (EC6, §6.2)

$V_{ed}=255.4\text{ kN}$, $\tau_{\max}=0.051\text{ N/mm}^2$, $\sigma_d=0.067\text{ N/mm}^2$, $L_c=5.40\text{ m}$

Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk}=f_{vko}+0.4x f_d$ (EC6 §3.6.2)

$f_{vk}=0.150+0.40x0.067=0.177\text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk}=1.000\text{ N/mm}^2$, $f_{vk}=0.177\text{ N/mm}^2$ (EC6 εξ.3.5)

Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd}=f_{vk} \cdot t \cdot L_c / \gamma_M$ (EC6 §6.2, εξ.6.13)

$V_{rd}=1000x0.177x0.95x5.40/1.50=604.4\text{ kN}$

$V_{ed}=255.4\text{ kN} \leq 604.4\text{ kN} = V_{rd}$. (EC6 §6.2)

Ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Περιοχές με συγκεντρωμένα φορτία (EC6, §6.1.3)

Από τη επίλυση πεπερασμένων στοιχείων προκύπτουν στις θέσεις έδρασης δοκών οι μέγιστες θλιπτικές τάσεις. Καθώς στο πάνω μέρος του τοίχου υπάρχει σενάζι ελέγχουμε τις τάσεις σε χαμηλότερη σειρά πεπερασμένων στοιχείων.

Μέγιστη θλιπτική τάση στην περιοχή συγκεντρωμένων φορτίων $\sigma_{sd\max}=0.143\text{ N/mm}^2$

Η μέγιστη αυτή τάση 0.143 N/mm^2 είναι $\leq f_k/\gamma_M=4.245/2.0=2.122\text{ N/mm}^2$

άρα ικανοποιείται ο έλεγχος αντοχής σύμφωνα με EC6 §6.1.3.εξ.(6.9)

Σενάζι οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμεν. εφαρμογής, EC6 §6.1.3.(7), §8.2, EC8 §9.5.3).

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπερθύρων τυχόν μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζι οπλισμένου σκυροδέματος $95x20$ [πλάτος x ύψος cm]

με ελάχιστο οπλισμό $4\Phi 16$ (συνδ. $\Phi 8/15$) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Έλεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω σεισμού (EC6, §3.6.3, §6.3)

Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου $= 0.299\text{ mm}$

Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος $= 0.000\text{ mm}$

Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed}=\delta \cdot E \cdot b t^3 / (4H^2)$, $M_{ed}=(1000)x0.299x4.24x0.950^3 / (4x3.00^2)=30.24\text{ kNm/m}$
 $f_{xk1}=0.10\text{ N/mm}^2$, $f_{xd1}=0.10/1.50=0.067\text{ N/mm}^2$

$\sigma_d=0.001x576.2 / (0.95x7.20) \leq 0.2f_d=0.2x4.24/1.50$, $\sigma_d=0.084\text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16)

Ροπή καμπτικής αντοχής $M_{rd}=(f_{xd1}+\sigma_d)t^2/6=(1000)x(0.067+0.084)x0.950^2/6=22.71\text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15)

$M_{ed}=30.24\text{ kNm/m} > 22.71\text{ kNm/m} = M_{rd}$, μη απαιτούμενος έλεγχος (απλό κτίριο από τοιχοποιία)

Έλεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω ανέμου (EC6, §6.3, Annex E)

Φορτίο ανέμου $W_{ed}=G_k+1.50W$, $W=C_{pe}x1.25=0.80x1.25=1.00\text{ kN/m}^2$, $1.50W=1.50x1.00=1.50\text{ kN/m}^2$

$H/L=3.00/7.20=0.42$, $\mu=f_{xk1}/f_{xk2}=1$, $\alpha_1=\mu\alpha_2$, $\alpha_2=0.015$ (Annex E, Tab E)

Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed}=\alpha_1 \cdot W_{ed} \cdot L^2$, $M_{ed}=0.015x1.50x7.20^2=1.17\text{ kNm/m}$

$f_{xk1}=0.10\text{ N/mm}^2$, $f_{xd1}=0.10/2.00=0.050\text{ N/mm}^2$

$\sigma_d=0.001x576.2 / (0.95x7.20) \leq 0.2f_d=0.2x4.24/2.00$, $\sigma_d=0.084\text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16)

Ροπή καμπτικής αντοχής $M_{rd}=(f_{xd1}+\sigma_d)t^2/6=(1000)x(0.050+0.084)x0.950^2/6=20.16\text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15)

$M_{ed}=1.17\text{ kNm/m} < 20.16\text{ kNm/m} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

Ισόγειο**T3**

Διαστάσεις μήκη $= 4.98, 2.49\text{ m}$, ύψη $= 3.00, 3.00, 4.00\text{ m}$ πάχος $= 0.95\text{ m}$
 λιθοδομή M10 95 cm

Δομικό σύστημα : Αοπλη τοιχοποιία (Ευρωκ.8, §9.3, T.9.1)

Κατηγορία κατασκευής : I (EC6, §2.4.3, Παρ. Α)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων : II (EC6 §3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας: $f_k=4.24\text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.1.2)

Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{vko}=0.15\text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.2)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού: $\gamma_M=2.00$ (EC6, §2.4.3)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό: $\gamma_M=(2/3)x2.00(>=1.50)=1.50$ (Ευρωκ-8, §9.6(3))

Μήκος λυγισμού τοίχου $h_{ef}=r_x h=0.75x3.35=2.51\text{ m}$ (EC6, §5.5.1.2)

Λυγηρότητα $\lambda=h_{ef}/t_{ef}=2.51/0.95=2.64 \leq 27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3

Τοιχοποιία Αοπλη με φυσικούς λίθους.

Πάχος τοίχου $= 0.95 > 0.400\text{ m}$ (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda=2.64 \leq 9$ (εντάξει)

L/h πεσσών: $2.02/1.67=1.21 > 0.50$, $1.93/1.67=1.16 > 0.50$ δεκτό

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, Φόρτιση 1.35xq+1.50xq (EC6, §6.1)Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id} = (1.35 \times 65.5 + 1.50 \times 9.4) / 4.98 = 20.59 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{ed0} = 0.001 \times 20.59 / 0.95 = 0.022 \text{ N/mm}^2$

Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1-k/4) = 0.99$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))

Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id} = 0.07 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)

Εκκεντρότητα $M_{id}/N_{id} = 0.07/20.59 = 0.00323 \text{ m} = 0.00 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχνηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef}/450 = 2.51/450 = 0.00558 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = M_{id}/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.00323 + 0.00000 + 0.00558 = 0.00881 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.95 = 0.04750 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.04750/0.95 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.95 \times 4.24/2.00 = 1814.7 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed} = 20.6 \leq 1814.7 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md} = (1.35 \times 220.7 + 1.50 \times 9.4) / 3.95 = 79.00 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{ed0} = 0.001 \times 79.00 / 0.95 = 0.083 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md} = 0.20 \times 0.00323 \times 20.6/79.0 = 0.00017 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχνηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef}/450 = 2.51/450 = 0.00558 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md}/N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.00017 + 0.00000 + 0.00558 = 0.00575 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)

Η λυγηρότητα είναι $2.64 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.00575 + 0.00000 = 0.00575 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.95 = 0.04750 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.6)

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m = (1 - 2e_m/t) \cdot \exp(-u^2/2) = 0.90$ (EC 6 Παραρτ. Γ)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.95 \times 4.24/2.00 = 1813.9 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed} = 79.0 \leq 1813.9 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Έλεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id} = (1.35 \times 453.5 + 1.50 \times 9.4) / 3.95 = 158.56 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{ed0} = 0.001 \times 158.56 / 0.95 = 0.167 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id}/N_{id} = 0.00323 \times 20.6/158.6 = 0.00042 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχνηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef}/450 = 2.51/450 = 0.00558 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = M_{id}/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.00042 + 0.00000 + 0.00558 = 0.00600 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.95 = 0.04750 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.04750/0.95 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.95 \times 4.24/2.00 = 1814.7 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.191 \text{ N/mm}^2$

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.95 \times 0.191 = 181.7 \text{ kN/m}$

$N_{ed} = 181.7 \leq 1814.7 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, Φόρτιση 1.00xq+0.30xq+Σεισμός (EC6, §6.1)Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id} = (1.00 \times 65.5 + 0.30 \times 9.4) / 4.98 = 13.72 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{ed0} = 0.001 \times 13.72 / 0.95 = 0.014 \text{ N/mm}^2$

Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1-k/4) = 0.99$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))

Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id} = 0.04 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)

Εκκεντρότητα $M_{id}/N_{id} = 0.04/13.72 = 0.00317 \text{ m} = 0.00 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00030 \text{ m}$

Τυχνηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef}/450 = 2.51/450 = 0.00558 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = M_{id}/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.00317 + 0.00030 + 0.00558 = 0.00905 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.95 = 0.04750 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.04750/0.95 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.95 \times 4.24/1.50 = 2419.6 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed} = 13.7 \leq 2419.6 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md} = (1.00 \times 220.7 + 0.30 \times 9.4) / 3.95 = 56.59 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{edo} = 0.001 \times 56.59 / 0.95 = 0.060 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md} = 0.20 \times 0.00317 \times 13.7 / 56.6 = 0.00015 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00015 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 2.51 / 450 = 0.00558 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md}/N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.00015 + 0.00015 + 0.00558 = 0.00589 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $2.64 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.00589 + 0.00000 = 0.00589 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.95 = 0.04750 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m = (1 - 2e_m/t) \exp(-u^2/2) = 0.90$ (EC 6 Παραρτ. G)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.95 \times 4.24 / 1.50 = 2418.5 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 56.6 \leq 2418.5 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id} = (1.00 \times 453.5 + 0.30 \times 9.4) / 3.95 = 115.52 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{edo} = 0.001 \times 115.52 / 0.95 = 0.122 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id}/N_{id} = 0.00317 \times 13.7 / 115.5 = 0.00038 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00030 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.51 / 450 = 0.00558 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = M_{id}/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.00038 + 0.00030 + 0.00558 = 0.00626 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.95 = 0.04750 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.00626 / 0.95 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.95 \times 4.24 / 1.50 = 2419.6 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.347 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.95 \times 0.347 = 329.7 \text{ kN/m}$
 $N_{ed} = 329.7 \leq 2419.6 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε διάτμηση, φόρτιση $1.00xq + 0.30xq + \Sigma \text{εισμός}$ (EC6, §6.2)

$V_{ed} = 245.3 \text{ kN}$, $\tau_{\max} = 0.125 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_d = 0.129 \text{ N/mm}^2$, $L_c = 3.74 \text{ m}$
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = f_{vko} + 0.4 \times f_{cd}$ (EC6 §3.6.2)
 $f_{vk} = 0.150 + 0.40 \times 0.129 = 0.201 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$, $f_{vk} = 0.201 \text{ N/mm}^2$ (EC6 εξ.3.5)
 Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk} \cdot t \cdot L_c / \gamma_M$ (EC6 §6.2, εξ.6.13)
 $V_{rd} = 1000 \times 0.201 \times 0.95 \times 3.74 / 1.50 = 476.5 \text{ kN}$
 $V_{ed} = 245.3 \text{ kN} \leq 476.5 \text{ kN} = V_{rd}$ (EC6 §6.2)
 Ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Περιοχές με συγκεντρωμένα φορτία (EC6, §6.1.3)

Από τη επίλυση πεπερασμένων στοιχείων προκύπτουν στις θέσεις έδρασης δοκών οι μέγιστες θλιπτικές τάσεις. Καθώς στο πάνω μέρος του τοίχου υπάρχει σενάζ ελέγχουμε τις τάσεις σε χαμηλότερη σειρά πεπερασμένων στοιχείων.
 Μέγιστη θλιπτική τάση στην περιοχή συγκεντρωμένων φορτίων $\sigma_{sd\max} = 0.198 \text{ N/mm}^2$
 Η μέγιστη αυτή τάση 0.198 N/mm^2 είναι $\leq f_k / \gamma_M = 4.245 / 2.0 = 2.122 \text{ N/mm}^2$
 άρα ικανοποιείται ο έλεγχος αντοχής σύμφωνα με EC6 §6.1.3.εξ.(6.9)

Σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμεν. εφαρμογής, EC6 §6.1.3.(7), §8.2, EC8 §9.5.3).

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπερθύρων τυχόν μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος 95×20 [πλάτος x ύψος cm]
 με ελάχιστο οπλισμό 4Φ16 (συνδ. Φ8/15) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Ελεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω σεισμού (EC6, §3.6.3, §6.3)

Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου $= 0.182 \text{ mm}$
 Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος $= 0.000 \text{ mm}$
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \delta \cdot E \cdot b \cdot t^3 / (4H^2)$, $M_{ed} = (1000) \times 0.182 \times 4.24 \times 0.950^3 / (4 \times 3.00^2) = 18.40 \text{ kNm/m}$
 $f_{xk1} = 0.10 \text{ N/mm}^2$, $f_{xd1} = 0.10 / 1.50 = 0.067 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_d = 0.001 \times 453.5 / (0.95 \times 4.98) \leq 0.2 f_d = 0.2 \times 4.24 / 1.50$, $\sigma_d = 0.096 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16))
 Ροπή καμπτικής αντοχής $M_{rd} = (f_{xd1} + \sigma_d) t^2 / 6 = (0.067 + 0.096) \times 0.950^2 / 6 = 24.52 \text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15))
 $M_{ed} = 18.40 \text{ kNm/m} \leq 24.52 \text{ kNm/m} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

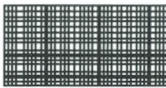
Ελεγχοι αντοχής τοίχων

Έλεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω ανέμου (EC6, §6.3, Annex E)

Φορτίο ανέμου $W_{ed} = G_k + 1.50W$, $W_i = C_{pe} \times 1.25 = 0.80 \times 1.25 = 1.00 \text{ kN/m}^2$, $1.50W = 1.50 \times 1.00 = 1.50 \text{ kN/m}^2$
 $H/L = 3.00/4.98 = 0.60$, $\mu = f_{xk1}/f_{xk2} = 1$, $\alpha_1 = \mu \alpha_2$, $\alpha_2 = 0.024$ (Annex E, Tab E)
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \alpha_1 \cdot W_{ed} \cdot L^2$, $M_{ed} = 0.024 \times 1.50 \times 4.98^2 = 0.89 \text{ kNm/m}$
 $f_{xk1} = 0.10 \text{ N/mm}^2$, $f_{xd1} = 0.10/2.00 = 0.050 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_d = 0.001 \times 453.5 / (0.95 \times 4.98) \leq 0.2 f_{d1} = 0.2 \times 4.24 / 2.00$, $\sigma_d = 0.096 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16))
 * Ροπή καμτικής αντοχής $M_{rd} = (f_{xd1} + \sigma_d) t^2 / 6 = (1000) \times (0.050 + 0.096) \times 0.950^2 / 6 = 21.96 \text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15))
 $M_{ed} = 0.89 \text{ kNm/m} \leq 21.96 \text{ kNm/m} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

Ισόγειο

T4



Διαστάσεις μήκος=6.94m, ύψος=3.00m, πάχος=0.95m
 Λιθοδομή M10 95 cm
 Δομικό σύστημα : Αοπλη τοιχοποιία (Ευρωκ.8, §9.3, T.9.1)
 Κατηγορία κατασκευής : I (EC6, §2.4.3, Παρ. Α)
 Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων : II (EC6 §3.1.1)
 Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{k1} = 4.24 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.1.2)
 Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{vko} = 0.15 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.2)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού: $\gamma_M = 2.00$ (EC6, §2.4.3)
 Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό: $\gamma_M = (2/3) \times 2.00 (>= 1.50) = 1.50$ (Ευρωκ-8, §9.6(3))
 Μήκος λυγισμού τοίχου $h_{ef} = r_{xh} = 0.75 \times 2.85 = 2.14 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.2)
 Λυγηρότητα $\lambda = h_{ef} / t_{ef} = 2.14 / 0.95 = 2.25 \leq 27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3

Τοιχοποιία Αοπλη με φυσικούς λίθους.
 Πάχος τοίχου= 0.950 $\geq$ 0.400 m (εντάξει)
 Λυγηρότητα $\lambda = 2.25 \leq 9$ (εντάξει)
 L/h πεσσών: $6.94/3.00 = 2.31 > 0.50$, δεκτό

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.35xg+1.50xq (EC6, §6.1)

Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id} = (1.35 \times 42.7 + 1.50 \times 6.7) / 6.94 = 9.75 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{ed0} = 0.001 \times 9.75 / 0.95 = 0.010 \text{ N/mm}^2$
 Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1-k/4) = 0.99$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id} = 7.47 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα $M_{id}/N_{id} = 7.47/9.75 = 0.76559 \text{ m} = 0.81 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)
 Η εκκεντρότητα $> 45\%$ του πάχους του τοίχου άρα υπολογίζεται όπως (EC6 Παραρτ. Γ(5))
 Βάθος έδρασης $= 0.10 \times 0.950 = 0.095 \text{ m}$ εκκεντρότητα φορτίου στην κορυφή $M_{id}/N_{id} = 0.42750 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.14 / 450 = 0.00475 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = M_{id}/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.42750 + 0.00000 + 0.00475 = 0.43225 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05 t = 0.05 \times 0.95 = 0.04750 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.43225 / 0.95 = 0.09$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.09 \times 0.95 \times 4.24 / 2.00 = 181.5 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 9.8 \leq 181.5 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md} = (1.35 \times 248.4 + 1.50 \times 6.7) / 6.94 = 49.77 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{ed0} = 0.001 \times 49.77 / 0.95 = 0.052 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md} = 0.20 \times 0.42750 \times 9.8 / 49.8 = 0.01676 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 2.14 / 450 = 0.00475 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md}/N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.01676 + 0.00000 + 0.00475 = 0.02151 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $2.25 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.02151 + 0.00000 = 0.02151 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05 t = 0.05 \times 0.95 = 0.04750 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m = (1 - 2e_m/t) \cdot \text{Exp}(-u^2/2) = 0.90$ (EC 6 Παραρτ. G)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.95 \times 4.24 / 2.00 = 1814.6 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 49.8 \leq 1814.6 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id} = (1.35 \times 557.0 + 1.50 \times 6.7) / 6.94 = 109.80 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{edo} = 0.001 \times 109.80 / 0.95 = 0.116 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $Mid/N_{id} = 0.42750 \times 9.8 / 109.8 = 0.03798 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00000 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.14 / 450 = 0.00475 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = Mid/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.03798 + 0.00000 + 0.00475 = 0.04273 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.95 = 0.04750 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.04750 / 0.95 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.95 \times 4.24 / 2.00 = 1814.7 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.122 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.95 \times 0.122 = 116.4 \text{ kN/m}$
 $N_{ed} = 116.4 \leq 1814.7 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση $1.00xq + 0.30xq + \Sigma \epsilon_{ισμός}$ (EC6, §6.1)Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id} = (1.00 \times 42.7 + 0.30 \times 6.7) / 6.94 = 6.44 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{edo} = 0.001 \times 6.44 / 0.95 = 0.007 \text{ N/mm}^2$
 Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1 - k/4) = 0.99$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $Mid = 4.93 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)
 Εκκεντρότητα $Mid/N_{id} = 4.93 / 6.44 = 0.76547 \text{ m} = 0.81 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)
 Η εκκεντρότητα $> 45\%$ του πάχους του τοίχου άρα υπολογίζεται όπως (EC6 Παραρ. Γ(5))
 Βάθος έδρασης $= 0.10 \times 0.950 = 0.095 \text{ m}$ εκκεντρότητα φορτίου στην κορυφή $Mid/N_{id} = 0.42750 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00030 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.14 / 450 = 0.00475 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = Mid/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.42750 + 0.00030 + 0.00475 = 0.43255 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.95 = 0.04750 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.43255 / 0.95 = 0.09$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.09 \times 0.95 \times 4.24 / 1.50 = 242.0 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 6.4 \leq 242.0 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md} = (1.00 \times 248.4 + 0.30 \times 6.7) / 6.94 = 36.09 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{edo} = 0.001 \times 36.09 / 0.95 = 0.038 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md} = 0.20 \times 0.42750 \times 6.4 / 36.1 = 0.01526 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00015 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 2.14 / 450 = 0.00475 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md}/N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.01526 + 0.00015 + 0.00475 = 0.02016 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $2.25 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.02016 + 0.00000 = 0.02016 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.95 = 0.04750 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m = (1 - 2e_m/t) \cdot \exp(-u^2/2) = 0.90$ (EC 6 Παραρτ. G)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.95 \times 4.24 / 1.50 = 2419.5 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 36.1 \leq 2419.5 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id} = (1.00 \times 557.0 + 0.30 \times 6.7) / 6.94 = 80.55 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{edo} = 0.001 \times 80.55 / 0.95 = 0.085 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $Mid/N_{id} = 0.42750 \times 6.4 / 80.5 = 0.03419 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00030 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.14 / 450 = 0.00475 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = Mid/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.03419 + 0.00030 + 0.00475 = 0.03924 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.95 = 0.04750 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.04750 / 0.95 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.95 \times 4.24 / 1.50 = 2419.6 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.205 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.95 \times 0.205 = 194.8 \text{ kN/m}$
 $N_{ed} = 194.8 \leq 2419.6 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε διάτμηση, φόρτιση 1.00kg+0.30kg+Σεισμός (EC6, §6.2)

$V_{ed}=253.1\text{ kN}$, $\tau_{max}=0.053\text{ N/mm}^2$, $\sigma_d=0.044\text{ N/mm}^2$, $L_c=5.20\text{ m}$

Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk}=f_{vko}+0.4x f_d$ (EC6 §3.6.2)

$f_{vk}=0.150+0.40x0.044=0.168\text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk}=1.000\text{ N/mm}^2$, $f_{vk}=0.168\text{ N/mm}^2$ (EC6 εξ.3.5)

Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd}=f_{vk}.t.L_c/\gamma_M$ (EC6 §6.2, εξ.6.13)

$V_{rd}=1000x0.168x0.95x5.20/1.50=552.5\text{ kN}$

* $V_{ed}=253.1\text{ kN} \leq 552.5\text{ kN} = V_{rd}$. (EC6 §6.2)

Ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Περιοχές με συγκεντρωμένα φορτία (EC6, §6.1.3)

Από τη επίλυση πεπερασμένων στοιχείων προκύπτουν στις θέσεις έδρασης δοκών οι μέγιστες θλιπτικές τάσεις. Καθώς στο πάνω μέρος του τοίχου υπάρχει σενάζι ελέγχουμε τις τάσεις σε χαμηλότερη σειρά πεπερασμένων στοιχείων.

Μέγιστη θλιπτική τάση στην περιοχή συγκεντρωμένων φορτίων $\sigma_{sdmax}=0.143\text{ N/mm}^2$

Η μέγιστη αυτή τάση 0.143 N/mm^2 είναι $\leq f_k/\gamma_M=4.245/2.0=2.122\text{ N/mm}^2$

άρα ικανοποιείται ο έλεγχος αντοχής σύμφωνα με EC6 §6.1.3.εξ.(6.9)

Σενάζι οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής, EC6 §6.1.3.(7), §8.2, EC8 §9.5.3).

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπερθύρων τυχόν μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζι οπλισμένου σκυροδέματος $95x20$ [πλάτος x ύψος cm]

με ελάχιστο οπλισμό $4\Phi 16$ (συνδ. $\Phi 8/15$) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Ελεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω σεισμού (EC6, §3.6.3, §6.3)

Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου = 0.299 mm

Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος = 0.000 mm

Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed}=\delta \cdot E \cdot b t^3/(4H^2)$, $M_{ed}=(1000)x0.299x4.24x0.950^3/(4x3.00^2)=30.24\text{ kNm/m}$
 $f_{xk1}=0.10\text{ N/mm}^2$, $f_{xd1}=0.10/1.50=0.067\text{ N/mm}^2$

$\sigma_d=0.001x557.0/(0.95x6.94) \leq 0.2f_d=0.2x4.24/1.50$, $\sigma_d=0.084\text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16)

Ροπή καμτικής αντοχής $M_{rd}=(f_{xd1}+\sigma_d)t^2/6=(1000)x(0.067+0.084)x0.950^2/6=22.71\text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15)

$M_{ed}=30.24\text{ kNm/m} > 22.71\text{ kNm/m} = M_{rd}$, μη απαιτούμενος έλεγχος (απλό κτίριο από τοιχοποιία)

Ελεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω ανέμου (EC6, §6.3, Annex E)

Φορτίο ανέμου $W_{ed}=G_k+1.50W$, $W=C_{pe}x1.25=0.80x1.25=1.00\text{ kN/m}^2$, $1.50W=1.50x1.00=1.50\text{ kN/m}^2$

$H/L=3.00/6.94=0.43$, $\mu=f_{xk1}/f_{xk2}=1$, $\alpha_1=\mu\alpha_2$, $\alpha_2=0.015$ (Annex E, Tab E)

Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed}=\alpha_1 \cdot W_{ed} \cdot L^2$, $M_{ed}=0.015x1.50x6.94^2=1.08\text{ kNm/m}$

$f_{xk1}=0.10\text{ N/mm}^2$, $f_{xd1}=0.10/2.00=0.050\text{ N/mm}^2$

$\sigma_d=0.001x557.0/(0.95x6.94) \leq 0.2f_d=0.2x4.24/2.00$, $\sigma_d=0.084\text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16)

Ροπή καμτικής αντοχής $M_{rd}=(f_{xd1}+\sigma_d)t^2/6=(1000)x(0.050+0.084)x0.950^2/6=20.16\text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15)

$M_{ed}=1.08\text{ kNm/m} < 20.16\text{ kNm/m} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

Ισόγειο**T5**

Διαστάσεις μήκος=3.75m, ύψος=3.00m, πάχος=0.70m

Λιθοδομή M10 70 cm

Δομικό σύστημα : Αοπλη τοιχοποιία (Ευρωκ.8, §9.3, T.9.1)

Κατηγορία κατασκευής : I (EC6, §2.4.3, Παρ. A)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων : II (EC6 §3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας: $f_k=4.24\text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.1.2)

Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{vko}=0.15\text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.2)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού: $\gamma_M=2.00$ (EC6, §2.4.3)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό: $\gamma_M=(2/3)x2.00(>=1.50)=1.50$ (Ευρωκ-8, §9.6(3))

Μήκος λυγισμού τοίχου $h_{ef}=r_x h=0.75x2.85=2.14\text{ m}$ (EC6, §5.5.1.2)

Λυγηρότητα $\lambda=h_{ef}/t_{ef}=2.14/0.70=3.05 \leq 27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3

Τοιχοποιία Αοπλη με φυσικούς λίθους.

Πάχος τοίχου $=0.700 \geq 0.400\text{ m}$ (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda=3.05 \leq 9$ (εντάξει)

L/h πεσσών: $1.00/1.49=0.67 > 0.50$, $1.64/1.49=1.10 > 0.50$ δεκτό

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.35xq+1.50xq (EC6, §6.1)Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id} = (1.35 \times 7.8 + 1.50 \times 1.2) / 3.75 = 3.29 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{ed0} = 0.001 \times 3.29 / 0.70 = 0.005 \text{ N/mm}^2$

Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1-k/4) = 0.99$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))

Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id} = 2.85 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)

Εκκεντρότητα $M_{id}/N_{id} = 2.85/3.29 = 0.86641 \text{ m} = 1.24 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)

Η εκκεντρότητα >45% του πάχους του τοίχου άρα υπολογίζεται όπως (EC6 Παραρ. Γ(5))

Βάθος έδρασης $= 0.10 \times 0.700 = 0.070 \text{ m}$ εκκεντρότητα φορτίου στην κορυφή $M_{id}/N_{id} = 0.31500 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef}/450 = 2.14/450 = 0.00475 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = M_{id}/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.31500 + 0.00000 + 0.00475 = 0.31975 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.31975/0.70 = 0.09$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_{yk}/\gamma_M = 1000 \times 0.09 \times 0.70 \times 4.24/2.00 = 133.7 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed} = 3.3 \leq 133.7 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md} = (1.35 \times 77.6 + 1.50 \times 1.2) / 2.64 = 40.38 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{ed0} = 0.001 \times 40.38 / 0.70 = 0.058 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md} = 0.20 \times 0.31500 \times 3.3/40.4 = 0.00513 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef}/450 = 2.14/450 = 0.00475 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md}/N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.00513 + 0.00000 + 0.00475 = 0.00988 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)

Η λυγηρότητα είναι $3.05 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.00988 + 0.00000 = 0.00988 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m = (1 - 2e_m/t) \exp(-u^2/2) = 0.90$ (EC 6 Παραρτ. G)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_{yk}/\gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 4.24/2.00 = 1335.5 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed} = 40.4 \leq 1335.5 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Έλεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id} = (1.35 \times 182.4 + 1.50 \times 1.2) / 2.64 = 93.95 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{ed0} = 0.001 \times 93.95 / 0.70 = 0.134 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id}/N_{id} = 0.31500 \times 3.3/94.0 = 0.01102 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef}/450 = 2.14/450 = 0.00475 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = M_{id}/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.01102 + 0.00000 + 0.00475 = 0.01577 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.01577/0.70 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_{yk}/\gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 4.24/2.00 = 1337.2 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_{\text{shear}} = -0.144 \text{ N/mm}^2$

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.70 \times 0.144 = 100.9 \text{ kN/m}$

$N_{ed} = 100.9 \leq 1337.2 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.00xq+0.30xq+Σεισμός (EC6, §6.1)Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id} = (1.00 \times 7.8 + 0.30 \times 1.2) / 3.75 = 2.18 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{ed0} = 0.001 \times 2.18 / 0.70 = 0.003 \text{ N/mm}^2$

Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1-k/4) = 0.99$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))

Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id} = 1.88 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)

Εκκεντρότητα $M_{id}/N_{id} = 1.88/2.18 = 0.86433 \text{ m} = 1.23 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)

Η εκκεντρότητα >45% του πάχους του τοίχου άρα υπολογίζεται όπως (EC6 Παραρ. Γ(5))

Βάθος έδρασης $= 0.10 \times 0.700 = 0.070 \text{ m}$ εκκεντρότητα φορτίου στην κορυφή $M_{id}/N_{id} = 0.31500 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00030 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef}/450 = 2.14/450 = 0.00475 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = M_{id}/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.31500 + 0.00030 + 0.00475 = 0.32005 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.32005/0.70 = 0.09$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_{yk}/\gamma_M = 1000 \times 0.09 \times 0.70 \times 4.24/1.50 = 178.3 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed} = 2.2 \leq 178.3 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md} = (1.00 \times 77.6 + 0.30 \times 1.2) / 2.64 = 29.55 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{edo} = 0.001 \times 29.55 / 0.70 = 0.042 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md} / N_{md} = 0.20 \times 0.31500 \times 2.2 / 29.5 = 0.00464 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00015 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 2.14 / 450 = 0.00475 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md} / N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.00464 + 0.00015 + 0.00475 = 0.00954 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $3.05 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.00954 + 0.00000 = 0.00954 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m = (1 - 2e_m / t) \exp(-u^2 / 2) = 0.90$ (EC 6 Παραρτ. G)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 4.24 / 1.50 = 1780.7 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 29.5 \leq 1780.7 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id} = (1.00 \times 182.4 + 0.30 \times 1.2) / 2.64 = 69.23 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{edo} = 0.001 \times 69.23 / 0.70 = 0.099 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id} / N_{id} = 0.31500 \times 2.2 / 69.2 = 0.00990 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00030 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.14 / 450 = 0.00475 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = M_{id} / N_{id} + e_{he} + e_i = 0.00990 + 0.00030 + 0.00475 = 0.01495 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e / t = 1 - 2 \times 0.01495 / 0.70 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 4.24 / 1.50 = 1782.9 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.234 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.70 \times 0.234 = 164.1 \text{ kN/m}$
 $N_{ed} = 164.1 \leq 1782.9 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε διάτμηση, φόρτιση $1.00xq + 0.30xq + \text{Σεισμός}$ (EC6, §6.2)

$V_{ed} = 74.2 \text{ kN}$, $\tau_{\max} = 0.094 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_d = 0.099 \text{ N/mm}^2$, $L_c = 2.64 \text{ m}$
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = f_{vko} + 0.4 \times f_{cd}$ (EC6 §3.6.2)
 $f_{vk} = 0.150 + 0.40 \times 0.099 = 0.190 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$, $f_{vk} = 0.190 \text{ N/mm}^2$ (EC6 εξ.3.5)
 Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk} \cdot t \cdot L_c / \gamma_M$ (EC6 §6.2, εξ.6.13)
 $V_{rd} = 1000 \times 0.190 \times 0.70 \times 2.64 / 1.50 = 233.5 \text{ kN}$
 $V_{ed} = 74.2 \text{ kN} \leq 233.5 \text{ kN} = V_{rd}$. (EC6 §6.2)
 Ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Περιοχές με συγκεντρωμένα φορτία (EC6, §6.1.3)

Από τη επίλυση πεπερασμένων στοιχείων προκύπτουν στις θέσεις έδρασης δοκών οι μέγιστες θλιπτικές τάσεις. Καθώς στο πάνω μέρος του τοίχου υπάρχει σενάζ ελέγχουμε τις τάσεις σε χαμηλότερη σειρά πεπερασμένων στοιχείων.
 Μέγιστη θλιπτική τάση στην περιοχή συγκεντρωμένων φορτίων $\sigma_{d\max} = 0.168 \text{ N/mm}^2$
 Η μέγιστη αυτή τάση 0.168 N/mm^2 είναι $\leq f_k / \gamma_M = 4.245 / 2.0 = 2.122 \text{ N/mm}^2$
 άρα ικανοποιείται ο έλεγχος αντοχής σύμφωνα με EC6 §6.1.3.εξ.(6.9)

Σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής, EC6 §6.1.3.(7), §8.2, EC8 §9.5.3).

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπερθύρων τυχόν μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος 70×20 [πλάτος x ύψος cm]
 με ελάχιστο οπλισμό 4Φ16 (συνδ. Φ8/15) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Ελεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω σεισμού (EC6, §3.6.3, §6.3)

Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου $= 0.299 \text{ mm}$
 Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος $= 0.000 \text{ mm}$
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \delta \cdot E \cdot b t^3 / (4H^2)$, $M_{ed} = (1000) \times 0.299 \times 4.24 \times 0.700^3 / (4 \times 3.00^2) = 12.10 \text{ kNm/m}$
 $f_{xk1} = 0.10 \text{ N/mm}^2$, $f_{xd1} = 0.10 / 1.50 = 0.067 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_d = 0.001 \times 182.4 / (0.70 \times 3.75) \leq 0.2 f_d = 0.2 \times 4.24 / 1.50$, $\sigma_d = 0.069 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16)
 Ροπή καμπτικής αντοχής $M_{rd} = (f_{xd1} + \sigma_d) t^2 / 6 = (0.067 + 0.069) \times 0.700^2 / 6 = 11.11 \text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15)
 $M_{ed} = 12.10 \text{ kNm/m} > 11.11 \text{ kNm/m} = M_{rd}$, μη απαιτούμενος έλεγχος (απλό κτίριο από τοιχοποιία)

Ελεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω ανέμου (EC6, §6.3, Annex E)

Φορτίο ανέμου $W_{ed} = G_k + 1.50W$, $W = C_{pe} x 1.25 = 0.80 x 1.25 = 1.00 \text{ kN/m}^2$, $1.50W = 1.50 x 1.00 = 1.50 \text{ kN/m}^2$
 $H/L = 3.00/3.75 = 0.80$, $\mu = f_{xk1}/f_{xk2} = 1$, $\alpha_1 = \mu \alpha_2$, $\alpha_2 = 0.042$ (Annex E, Tab E)
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \alpha_1 \cdot W_{ed} \cdot L^2$, $M_{ed} = 0.042 x 1.50 x 3.75^2 = 0.89 \text{ kNm/m}$
 $f_{xk1} = 0.10 \text{ N/mm}^2$, $f_{xd1} = 0.10/2.00 = 0.050 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_d = 0.001 x 182.4/(0.70 x 3.75) \leq 0.2 f_{d1} = 0.2 x 4.24/2.00$, $\sigma_d = 0.069 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16))
 Ροπή καμπτικής αντοχής $M_{rd} = (f_{xd1} + \sigma_d) t^2/6 = (1000) x (0.050 + 0.069) x 0.700^2/6 = 9.72 \text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15))
 $M_{ed} = 0.89 \text{ kNm/m} \leq 9.72 \text{ kNm/m} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

Ισόγειο**T6**

Διαστάσεις μήκη=5.12, 2.56m, ύψη=3.00, 3.00, 4.00m πάχος=0.70m
 Λιθοδομή M10 70 cm

Δομικό σύστημα : Αοπλη τοιχοποιία (Ευρωκ.8, §9.3, T.9.1)

Κατηγορία κατασκευής : I (EC6, §2.4.3, Παρ. Α)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων : II (EC6 §3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{k1} = 4.24 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.1.2)

Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{vk0} = 0.15 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.2)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού: $\gamma_M = 2.00$ (EC6, §2.4.3)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό: $\gamma_M = (2/3) x 2.00 (> 1.50) = 1.50$ (Ευρωκ-8, §9.6(3))

Μήκος λυγισμού τοίχου $h_{ef} = r x h = 0.75 x 3.35 = 2.51 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.2)

Λυγηρότητα $\lambda = h_{ef}/t_{ef} = 2.51/0.70 = 3.59 \leq 27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3

Τοιχοποιία Αοπλη με φυσικούς λίθους.

Πάχος τοίχου= 0.700 $\geq 0.400 \text{ m}$ (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda = 3.59 \leq 9$ (εντάξει)

L/h πεσσών: $1.87/1.76 = 1.06 > 0.50$, $1.95/1.76 = 1.11 > 0.50$ δεκτό

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.35xg+1.50xq (EC6, §6.1)

Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id} = (1.35 x 28.1 + 1.50 x 5.0)/5.12 = 8.87 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{edo} = 0.001 x 8.87/0.70 = 0.013 \text{ N/mm}^2$

Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1-k/4) = 0.99$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))

Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id} = 7.96 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)

Εκκεντρότητα $M_{id}/N_{id} = 7.96/8.87 = 0.89662 \text{ m} = 1.28 x (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)

Η εκκεντρότητα $> 45\%$ του πάχους του τοίχου άρα υπολογίζεται όπως (EC6 Παραρτ. Γ(5))

Βάθος έδρασης $= 0.10 x 0.700 = 0.070 \text{ m}$ εκκεντρότητα φορτίου στην κορυφή $M_{id}/N_{id} = 0.31500 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef}/450 = 2.51/450 = 0.00558 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = M_{id}/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.31500 + 0.00000 + 0.00558 = 0.32058 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05 t = 0.05 x 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 x 0.32058/0.70 = 0.08$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \phi_i \cdot t \cdot f_k/\gamma_M = 1000 x 0.08 x 0.70 x 4.24/2.00 = 118.9 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed} = 8.9 \leq 118.9 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md} = (1.35 x 141.9 + 1.50 x 5.0)/3.82 = 52.11 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{edo} = 0.001 x 52.11/0.70 = 0.074 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md} = 0.20 x 0.31500 x 8.9/52.1 = 0.01073 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef}/450 = 2.51/450 = 0.00558 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md}/N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.01073 + 0.00000 + 0.00558 = 0.01631 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)

Η λυγηρότητα είναι $3.59 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.01631 + 0.00000 = 0.01631 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05 t = 0.05 x 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\phi_m = (1 - 2e_m/t) \cdot \text{Exp}(-u^2/2) = 0.90$ (EC 6 Παραρτ. G)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \phi_m \cdot t \cdot f_k/\gamma_M = 1000 x 0.90 x 0.70 x 4.24/2.00 = 1333.4 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed} = 52.1 \leq 1333.4 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id} = (1.35 \times 312.6 + 1.50 \times 5.0) / 3.82 = 112.44 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{edo} = 0.001 \times 112.44 / 0.70 = 0.161 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id}/N_{id} = 0.31500 \times 8.9 / 112.4 = 0.02486 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχνηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.51 / 450 = 0.00558 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = M_{id}/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.02486 + 0.00000 + 0.00558 = 0.03044 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.03500 / 0.70 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 4.24 / 2.00 = 1337.2 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.179 \text{ N/mm}^2$

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.70 \times 0.179 = 125.2 \text{ kN/m}$

$N_{ed} = 125.2 \leq 1337.2 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση $1.00xg+0.30xq+\Sigma \text{σεισμός}$ (EC6, §6.1)Ελεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id} = (1.00 \times 28.1 + 0.30 \times 5.0) / 5.12 = 5.78 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{edo} = 0.001 \times 5.78 / 0.70 = 0.008 \text{ N/mm}^2$

Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1-k/4) = 0.99$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))

Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id} = 5.25 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)

Εκκεντρότητα $M_{id}/N_{id} = 5.25 / 5.78 = 0.90891 \text{ m} = 1.30 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)

Η εκκεντρότητα $> 45\%$ του πάχους του τοίχου άρα υπολογίζεται όπως (EC6 Παραρτ. Γ(5))

Βάθος έδρασης $= 0.10 \times 0.700 = 0.070 \text{ m}$ εκκεντρότητα φορτίου στην κορυφή $M_{id}/N_{id} = 0.31500 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00030 \text{ m}$

Τυχνηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.51 / 450 = 0.00558 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = M_{id}/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.31500 + 0.00030 + 0.00558 = 0.32088 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.32088 / 0.70 = 0.08$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.08 \times 0.70 \times 4.24 / 1.50 = 158.5 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed} = 5.8 \leq 158.5 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md} = (1.00 \times 141.9 + 0.30 \times 5.0) / 3.82 = 37.54 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{edo} = 0.001 \times 37.54 / 0.70 = 0.054 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md} = 0.20 \times 0.31500 \times 5.8 / 37.5 = 0.00970 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00015 \text{ m}$

Τυχνηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 2.51 / 450 = 0.00558 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md}/N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.00970 + 0.00015 + 0.00558 = 0.01544 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)

Η λυγηρότητα είναι $3.59 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.01544 + 0.00000 = 0.01544 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m = (1 - 2e_m/t) \exp(-u^2/2) = 0.90$ (EC 6 Παραρτ. Γ)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 4.24 / 1.50 = 1777.9 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed} = 37.5 \leq 1777.9 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id} = (1.00 \times 312.6 + 0.30 \times 5.0) / 3.82 = 82.23 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{edo} = 0.001 \times 82.23 / 0.70 = 0.117 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id}/N_{id} = 0.31500 \times 5.8 / 82.2 = 0.02215 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00030 \text{ m}$

Τυχνηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.51 / 450 = 0.00558 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = M_{id}/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.02215 + 0.00030 + 0.00558 = 0.02803 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.70 = 0.03500 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.03500 / 0.70 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.70 \times 4.24 / 1.50 = 1782.9 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.412 \text{ N/mm}^2$

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.70 \times 0.412 = 288.2 \text{ kN/m}$

$N_{ed} = 288.2 \leq 1782.9 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Έλεγχος σε διάτμηση, φόρτιση $1.00xg+0.30xq$ + Σεισμός (EC6, §6.2)

$V_{ed}=230.3\text{ kN}$, $\tau_{\max}=0.180\text{ N/mm}^2$, $\sigma_d=0.117\text{ N/mm}^2$, $L_c=3.82\text{ m}$

Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk}=f_{vko}+0.4x f_d$ (EC6 §3.6.2)

$f_{vk}=0.150+0.40x0.117=0.197\text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk}=1.000\text{ N/mm}^2$, $f_{vk}=0.197\text{ N/mm}^2$ (EC6 εξ.3.5)

Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd}=f_{vk}.t.L_c/\gamma_M$ (EC6 §6.2, εξ.6.13)

$V_{rd}=1000x0.197x0.70x3.82/1.50=351.2\text{ kN}$

$V_{ed}=230.3\text{ kN} \leq 351.2\text{ kN} = V_{rd}$. (EC6 §6.2)

Ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Περιοχές με συγκεντρωμένα φορτία (EC6, §6.1.3)

Από τη επίλυση πεπερασμένων στοιχείων προκύπτουν στις θέσεις έδρασης δοκών οι μέγιστες θλιπτικές τάσεις. Καθώς στο πάνω μέρος του τοίχου υπάρχει σενάζι ελέγχουμε τις τάσεις σε χαμηλότερη σειρά πεπερασμένων στοιχείων.

Μέγιστη θλιπτική τάση στην περιοχή συγκεντρωμένων φορτίων $\sigma_{d\max}=0.186\text{ N/mm}^2$

Η μέγιστη αυτή τάση 0.186 N/mm^2 είναι $\leq f_k/\gamma_M=4.245/2.0=2.122\text{ N/mm}^2$

άρα ικανοποιείται ο έλεγχος αντοχής σύμφωνα με EC6 §6.1.3.εξ.(6.9)

Σενάζι οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής, EC6 §6.1.3.(7), §8.2, EC8 §9.5.3).

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπερθύρων τυχόν μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζι οπλισμένου σκυροδέματος $70x20$ [πλάτος x ύψος cm]

με ελάχιστο οπλισμό 4φ16 (συνδ. φ8/15) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Έλεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω σεισμού (EC6, §3.6.3, §6.3)

Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου = 0.182 mm

Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος = 0.000 mm

Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed}=\delta \cdot E \cdot b t^3/(4H^2)$, $M_{ed}=(1000)x0.182x4.24x0.700^3/(4x3.00^2)=7.36\text{ kNm/m}$

$f_{xk1}=0.10\text{ N/mm}^2$, $f_{xd1}=0.10/1.50=0.067\text{ N/mm}^2$

$\sigma_d=0.001x312.6/(0.70x5.12) \leq 0.2f_d=0.2x4.24/1.50$, $\sigma_d=0.087\text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16)

Ροπή καμπτικής αντοχής $M_{rd}=(f_{xd1}+\sigma_d)t^2/6=(1000)x(0.067+0.087)x0.700^2/6=12.58\text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15)

$M_{ed}=7.36\text{ kNm/m} \leq 12.58\text{ kNm/m} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

Έλεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω ανέμου (EC6, §6.3, Annex E)

Φορτίο ανέμου $W_{ed}=G_k+1.50W$, $W=C_{pe}x1.25=0.80x1.25=1.00\text{ kN/m}^2$, $1.50W=1.50x1.00=1.50\text{ kN/m}^2$

$H/L=3.00/5.12=0.59$, $\mu=f_{xk1}/f_{xk2}=1$, $\alpha_1=\mu\alpha_2$, $\alpha_2=0.024$ (Annex E, Tab E)

Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed}=\alpha_1 \cdot W_{ed} \cdot L^2$, $M_{ed}=0.024x1.50x5.12^2=0.94\text{ kNm/m}$

$f_{xk1}=0.10\text{ N/mm}^2$, $f_{xd1}=0.10/2.00=0.050\text{ N/mm}^2$

$\sigma_d=0.001x312.6/(0.70x5.12) \leq 0.2f_d=0.2x4.24/2.00$, $\sigma_d=0.087\text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16)

Ροπή καμπτικής αντοχής $M_{rd}=(f_{xd1}+\sigma_d)t^2/6=(1000)x(0.050+0.087)x0.700^2/6=11.19\text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15)

$M_{ed}=0.94\text{ kNm/m} \leq 11.19\text{ kNm/m} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

Ισόγειο**T7**

Διαστάσεις μήκος=3.99m, ύψος=3.00m, πάχος=0.60m

Λιθοδομή M10 60cm

Δομικό σύστημα : Αοπλη τοιχοποιία (Ευρωκ.8, §9.3, T.9.1)

Κατηγορία κατασκευής : I (EC6, §2.4.3, Παρ. Α)

Κατηγορία ελέγχου παραγωγής λιθοσωμάτων : II (EC6 §3.1.1)

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας: $f_k=4.24\text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.1.2)

Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας: $f_{vko}=0.15\text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.2)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού: $\gamma_M=2.00$ (EC6, §2.4.3)

Επί μέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού με σεισμό: $\gamma_M=(2/3)x2.00(>=1.50)=1.50$ (Ευρωκ-8, §9.6(3))

Μήκος λυγισμού τοίχου $h_{ef}=r_x h=0.75x2.85=2.14\text{ m}$ (EC6, §5.5.1.2)

Λυγηρότητα $\lambda=h_{ef}/t_{ef}=2.14/0.60=3.56 \leq 27$ εντάξει (EC6, §5.5.1.4)

Απαιτήσεις Εθνικού κειμένου εφαρμογής Ευρωκώδικα και Ευρωκώδικα 8 §9.3

Τοιχοποιία Αοπλη με φυσικούς λίθους.

Πάχος τοίχου= $0.600 \geq 0.400\text{ m}$ (εντάξει)

Λυγηρότητα $\lambda=3.56 \leq 9$ (εντάξει)

L/h πεσών: $0.91/1.90=0.48 < 0.50$ μη δεκτό

L/h πεσών: $1.85/1.90=0.97 > 0.50$ δεκτό

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.35xg+1.50xq (EC6, §6.1)Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id} = (1.35 \times 10.8 + 1.50 \times 1.7) / 3.99 = 4.29 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{ed0} = 0.001 \times 4.29 / 0.60 = 0.007 \text{ N/mm}^2$

Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1-k/4) = 0.98$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))

Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id} = 2.75 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)

Εκκεντρότητα $M_{id}/N_{id} = 2.75/4.29 = 0.64104 \text{ m} = 1.07 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)

Η εκκεντρότητα $> 45\%$ του πάχους του τοίχου άρα υπολογίζεται όπως (EC6 Παραρ. Γ(5))

Βάθος έδρασης $= 0.10 \times 0.600 = 0.060 \text{ m}$ εκκεντρότητα φορτίου στην κορυφή $M_{id}/N_{id} = 0.27000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχνηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef}/450 = 2.14/450 = 0.00475 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = M_{id}/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.27000 + 0.00000 + 0.00475 = 0.27475 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.60 = 0.03000 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.27475/0.60 = 0.08$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.08 \times 0.60 \times 4.24/2.00 = 101.9 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed} = 4.3 \leq 101.9 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Έλεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md} = (1.35 \times 70.9 + 1.50 \times 1.7) / 2.76 = 35.61 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{ed0} = 0.001 \times 35.61 / 0.60 = 0.059 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md}/N_{md} = 0.20 \times 0.27000 \times 4.3/35.6 = 0.00651 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχνηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef}/450 = 2.14/450 = 0.00475 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md}/N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.00651 + 0.00000 + 0.00475 = 0.01126 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)

Η λυγηρότητα είναι $3.56 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))

Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.01126 + 0.00000 = 0.01126 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.60 = 0.03000 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)

Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m = (1 - 2e_m/t) \cdot \exp(-u^2/2) = 0.90$ (EC 6 Παραρτ. Γ)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.60 \times 4.24/2.00 = 1143.0 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed} = 35.6 \leq 1143.0 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Έλεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id} = (1.35 \times 161.1 + 1.50 \times 1.7) / 2.76 = 79.72 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{ed0} = 0.001 \times 79.72 / 0.60 = 0.133 \text{ N/mm}^2$

Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id}/N_{id} = 0.27000 \times 4.3/79.7 = 0.01454 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00000 \text{ m}$

Τυχνηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef}/450 = 2.14/450 = 0.00475 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = M_{id}/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.01454 + 0.00000 + 0.00475 = 0.01929 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.60 = 0.03000 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.01929/0.60 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.60 \times 4.24/2.00 = 1146.2 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma_n = -0.145 \text{ N/mm}^2$

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.60 \times 0.145 = 86.8 \text{ kN/m}$

$N_{ed} = 86.8 \leq 1146.2 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Έλεγχος σε κατακόρυφο φορτίο, φόρτιση 1.00xg+0.30xq+Σεισμός (EC6, §6.1)Έλεγχος αντοχής στην κορυφή του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην κορυφή $N_{id} = (1.00 \times 10.8 + 0.30 \times 1.7) / 3.99 = 2.83 \text{ kN/m}$

Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στην κορυφή $\sigma_{ed0} = 0.001 \times 2.83 / 0.60 = 0.005 \text{ N/mm}^2$

Γίνεται μείωση της εκκεντρότητας κατά $(1-k/4) = 0.98$ (EC6 Παραρτ. Γ(3))

Καμπτική ροπή σχεδιασμού στην κορυφή $M_{id} = 1.82 \text{ kNm/m}$ (EC6 Παρ. Γ.1)

Εκκεντρότητα $M_{id}/N_{id} = 1.82/2.83 = 0.64101 \text{ m} = 1.07 \times (\text{πάχος τοίχου})$ (EC6 Παραρτ. Γ.1)

Η εκκεντρότητα $> 45\%$ του πάχους του τοίχου άρα υπολογίζεται όπως (EC6 Παραρ. Γ(5))

Βάθος έδρασης $= 0.10 \times 0.600 = 0.060 \text{ m}$ εκκεντρότητα φορτίου στην κορυφή $M_{id}/N_{id} = 0.27000 \text{ m}$

Εκκεντρότητα στην κορυφή λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00030 \text{ m}$

Τυχνηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef}/450 = 2.14/450 = 0.00475 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Εκκεντρότητα στην κορυφή $e_e = M_{id}/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.27000 + 0.00030 + 0.00475 = 0.27505 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)

Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.60 = 0.03000 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)

Μειωτικός συντελεστής στην κορυφή $\Phi_i = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.27505/0.60 = 0.08$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)

Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.08 \times 0.60 \times 4.24/1.50 = 135.8 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)

$N_{ed} = 2.8 \leq 135.8 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στο μεσαίο πέμπτο του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $N_{md} = (1.00 \times 70.9 + 0.30 \times 1.7) / 2.76 = 25.88 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο $\sigma_{edo} = 0.001 \times 25.88 / 0.60 = 0.043 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στο μεσαίο πέμπτο $M_{md} / N_{md} = 0.20 \times 0.27000 \times 2.8 / 25.9 = 0.00591 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{hm} = 0.00015 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_a = h_{ef} / 450 = 2.14 / 450 = 0.00475 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα φορτίων $e_m = M_{md} / N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.00591 + 0.00015 + 0.00475 = 0.01081 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.7)
 Η λυγηρότητα είναι $3.56 \leq 15$, εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
 Εκκεντρότητα στο μεσαίο πέμπτο $e_m = e_m + e_k = 0.01081 + 0.00000 = 0.01081 \text{ m}$ (EC6, εξ.6.7)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.60 = 0.03000 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2 εξ.6.6)
 Μειωτικός συντελεστής στο μεσαίο πέμπτο $\Phi_m = (1 - 2e_m / t) \exp(-u^2 / 2) = 0.90$ (EC 6 Παραρτ. G)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.60 \times 4.24 / 1.50 = 1524.0 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 $N_{ed} = 25.9 \leq 1524.0 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος αντοχής στη βάση του τοίχου

Κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στη βάση $N_{id} = (1.00 \times 161.1 + 0.30 \times 1.7) / 2.76 = 58.55 \text{ kN/m}$
 Μέση κατακόρυφη τάση σχεδιασμού στη βάση $\sigma_{edo} = 0.001 \times 58.55 / 0.60 = 0.098 \text{ N/mm}^2$
 Εκκεντρότητα φορτίου στη βάση $M_{id} / N_{id} = 0.27000 \times 2.8 / 58.6 = 0.01307 \text{ m}$
 Εκκεντρότητα στη βάση λόγω οριζοντίων φορτίων $e_{he} = 0.00030 \text{ m}$
 Τυχηματική εκκεντρότητα $e_i = h_{ef} / 450 = 2.14 / 450 = 0.00475 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
 Εκκεντρότητα στην βάση $e_e = M_{id} / N_{id} + e_{he} + e_i = 0.01307 + 0.00030 + 0.00475 = 0.01812 \text{ m}$ (EC6 εξ.6.5)
 Ελάχιστη εκκεντρότητα $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.60 = 0.03000 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.5)
 Μειωτικός συντελεστής στην βάση $\Phi_i = 1 - 2e_e / t = 1 - 2 \times 0.03000 / 0.60 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, εξ.6.4)
 Κατακόρυφο φορτίο αντοχής $N_{rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_k / \gamma_M = 1000 \times 0.90 \times 0.60 \times 4.24 / 1.50 = 1528.2 \text{ kN/m}$ (EC6 εξ.6.2)
 Κατακόρυφη θλιπτική τάση από επίλυση πεπερασμένων στοιχείων $\max \sigma = -0.226 \text{ N/mm}^2$
 Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους $N_{ed} = 1000 \times 0.60 \times 0.226 = 135.7 \text{ kN/m}$
 $N_{ed} = 135.7 \leq 1528.2 = N_{rd}$ Ικανοποιείται ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EC6 εξ.6.1)

Ελεγχος σε διάτμηση, φόρτιση $1.00xg+0.30xq$ +Σεισμός (EC6, §6.2)

$V_{ed} = 57.6 \text{ kN}$, $t_{\max} = 0.065 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_d = 0.098 \text{ N/mm}^2$, $L_c = 2.76 \text{ m}$
 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $f_{vk} = f_{vko} + 0.4x f_d$ (EC6 §3.6.2)
 $f_{vk} = 0.150 + 0.40 \times 0.098 = 0.189 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 1.000 \text{ N/mm}^2$, $f_{vk} = 0.189 \text{ N/mm}^2$ (EC6 εξ.3.5)
 Τιμή σχεδιασμού αντοχής έναντι τέμνουσας $V_{rd} = f_{vk} \cdot t \cdot L_c / \gamma_M$ (EC6 §6.2, εξ.6.13)
 $V_{rd} = 1000 \times 0.189 \times 0.60 \times 2.76 / 1.50 = 208.7 \text{ kN}$
 $V_{ed} = 57.6 \text{ kN} \leq 208.7 \text{ kN} = V_{rd}$. (EC6 §6.2)
 Ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Περιοχές με συγκεντρωμένα φορτία (EC6, §6.1.3)

Από τη επίλυση πεπερασμένων στοιχείων προκύπτουν στις θέσεις έδρασης δοκών οι μέγιστες θλιπτικές τάσεις. Καθώς στο πάνω μέρος του τοίχου υπάρχει σενάζ ελέγχουμε τις τάσεις σε χαμηλότερη σειρά πεπερασμένων στοιχείων.
 Μέγιστη θλιπτική τάση στην περιοχή συγκεντρωμένων φορτίων $\sigma_{sd\max} = 0.170 \text{ N/mm}^2$
 Η μέγιστη αυτή τάση 0.170 N/mm^2 είναι $\leq f_k / \gamma_M = 4.245 / 2.0 = 2.122 \text{ N/mm}^2$
 άρα ικανοποιείται ο έλεγχος αντοχής σύμφωνα με EC6 §6.1.3.εξ.(6.9)

Σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος (Εθν. Κείμ. εφαρμογής, EC6 §6.1.3.(7), §8.2, EC8 §9.5.3).

Στο πάνω μέρος του τοίχου και στο ύψος των υπερθύρων τυχόν μικρές εφελκυστικές τάσεις παραλαμβάνονται από σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος 60×20 [πλάτος x ύψος cm]
 με ελάχιστο οπλισμό 4Φ16 (συνδ. Φ8/15) που ικανοποιεί τα ελάχιστα όρια του κανονισμού.

Ελεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω σεισμού (EC6, §3.6.3, §6.3)

Προσεγγιστική σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου $= 0.299 \text{ mm}$
 Οριζόντια μετατόπιση λόγω παραμόρφωσης οριζοντίου διαφράγματος $= 0.000 \text{ mm}$
 Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \delta \cdot E \cdot b t^3 / (4H^2)$, $M_{ed} = (1000) \times 0.299 \times 4.24 \times 0.600^3 / (4 \times 3.00^2) = 7.62 \text{ kNm/m}$
 $f_{xk1} = 0.10 \text{ N/mm}^2$, $f_{xd1} = 0.10 / 1.50 = 0.067 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_d = 0.001 \times 161.1 / (0.60 \times 3.99) \leq 0.2 f_d = 0.2 \times 4.24 / 1.50$, $\sigma_d = 0.067 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16))
 Ροπή καμπτικής αντοχής $M_{rd} = (f_{xd1} + \sigma_d) t^2 / 6 = (1000) \times (0.067 + 0.067) \times 0.600^2 / 6 = 8.04 \text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15))
 $M_{ed} = 7.62 \text{ kNm/m} \leq 8.04 \text{ kNm/m} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

Ελεγχοι αντοχής τοίχων

Έλεγχος σε οριζόντια εκτός επιπέδου τοίχου φορτία λόγω ανέμου (EC6, §6.3, Annex E)

Φορτίο ανέμου $W_{ed} = G_k + 1.50W$, $W = C_{pe} \times 1.25 = 0.80 \times 1.25 = 1.00 \text{ kN/m}^2$, $1.50W = 1.50 \times 1.00 = 1.50 \text{ kN/m}^2$

$H/L = 3.00/3.99 = 0.75$, $\mu = f_{xk1}/f_{xk2} = 1$, $\alpha_1 = \mu \alpha_2$, $\alpha_2 = 0.042$ (Annex E, Tab E)

Καμπτική ροπή σχεδιασμού $M_{ed} = \alpha_1 \cdot W_{ed} \cdot L^2$, $M_{ed} = 0.042 \times 1.50 \times 3.99^2 = 1.00 \text{ kNm/m}$

$f_{xk1} = 0.10 \text{ N/mm}^2$, $f_{xd1} = 0.10/2.00 = 0.050 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_d = 0.001 \times 161.1 / (0.60 \times 3.99) \leq 0.2 f_d = 0.2 \times 4.24 / 2.00$, $\sigma_d = 0.067 \text{ N/mm}^2$ (EC6, (6.16))

Ροπή καμπτικής αντοχής $M_{rd} = (f_{xd1} + \sigma_d) t^2 / 6 = (0.050 + 0.067) \times 0.600^2 / 6 = 7.02 \text{ kNm/m}$ (EC6, (6.15))

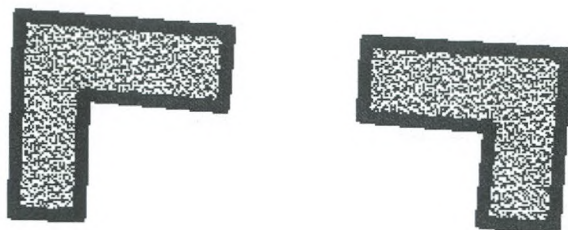
$M_{ed} = 1.00 \text{ kNm/m} \leq 7.02 \text{ kNm/m} = M_{rd}$, ο έλεγχος ικανοποιείται

Έλεγχος για απλά κτίρια τοιχοποιίας (Εθν. κείμενο εφαρμογής Ευρωκώδικα 6)

- (1) Οι υπέρ το έδαφος όροφοι είναι 1, και η σεισμικότητα II, $\alpha = 0.240g = 2.35 \text{ m/s}^2$, άρα ικανοποιούνται οι περιορισμοί στον αριθμό ορόφων του πίνακα 3.
- (2) α) Το σχήμα του κτιρίου είναι περίπου ορθογωνικό
β) Μικρότερη προς μεγαλύτερη πλευρά = $5.87/11.28 = 0.52 > 0.25$
γ) Οι εξοχές ή εσοχές, δεν έχουν μήκος μεγαλύτερο του 15% του μήκους της πλευράς που είναι παράλληλη προς αυτές.
- (3) α) Η ακαμψία του κτιρίου εξασφαλίζεται μέσω διατμητικών τοίχων που διατάσσονται περιμετρικά στις δύο κύριες κάθετες διευθύνσεις x-x και y-y του κτιρίου.
β) Σε κάθε μία από τις κύριες κατευθύνσεις x-x και y-y υπάρχουν τουλάχιστον δύο τοίχοι με μήκος μεγαλύτερο του 30% του μήκους του κτιρίου κατά την διεύθυνση του τοίχου.
γ) Η απόσταση ανάμεσα στους παραπάνω τοίχους είναι μεγαλύτερη του 75% του μήκους του κτιρίου κατά την άλλη κατεύθυνση.
δ) Τουλάχιστον 75% των κατακόρυφων φορτίων του κτιρίου παραλαμβάνονται από τους διατμητικούς τοίχους.
- (5) Από όροφο σε όροφο η μεταβολή της μάζας και της οριζόντιας διατομής των τοίχων δεν ξεπερνά το 20% και στις δύο διευθύνσεις του κτιρίου.
- (6) Σε κάθε όροφο το εμβαδόν διατομής των διατμητικών τοίχων σε κάθε μία από τις κάθετες διευθύνσεις ως ποσοστό του συνολικού εμβαδού του ορόφου είναι μικρότερο από τα ποσοστά του πίνακα 4. που στην περίπτωση μας είναι
Ασπλη τοιχοποιία, σεισμός : II, $\alpha = 0.240g = 2.35 \text{ m/s}^2$, ελάχιστο ποσοστό τοίχων 6%
x-x κατεύθυνση, ποσοστό τοίχων στο ισόγειο $13.103/41.733 = 0.314 > 0.06$
y-y κατεύθυνση, ποσοστό τοίχων στο ισόγειο $18.452/41.733 = 0.442 > 0.06$

ΤΟΙΧΟΣ Τ6

λίθοδομή Μ10 70εκ.



ΤΟΙΧΟΣ Τ7

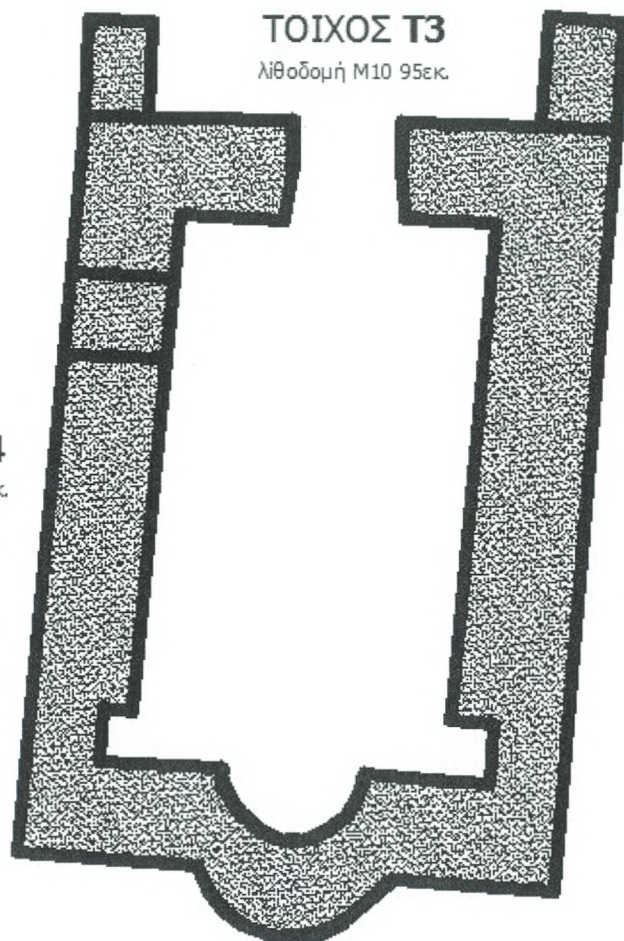
λίθοδομή Μ10 60εκ.

ΤΟΙΧΟΣ Τ5

λίθοδομή Μ10 70εκ.

ΤΟΙΧΟΣ Τ3

λίθοδομή Μ10 95εκ.



ΤΟΙΧΟΣ Τ4

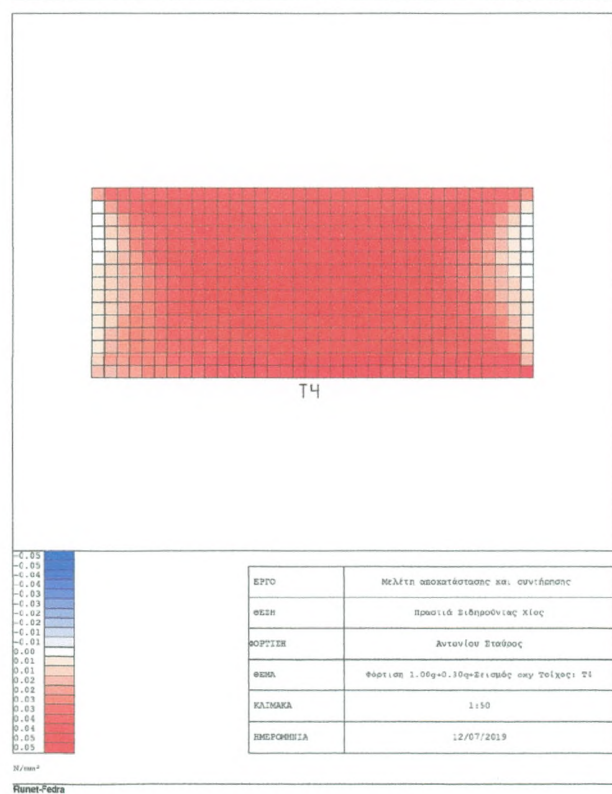
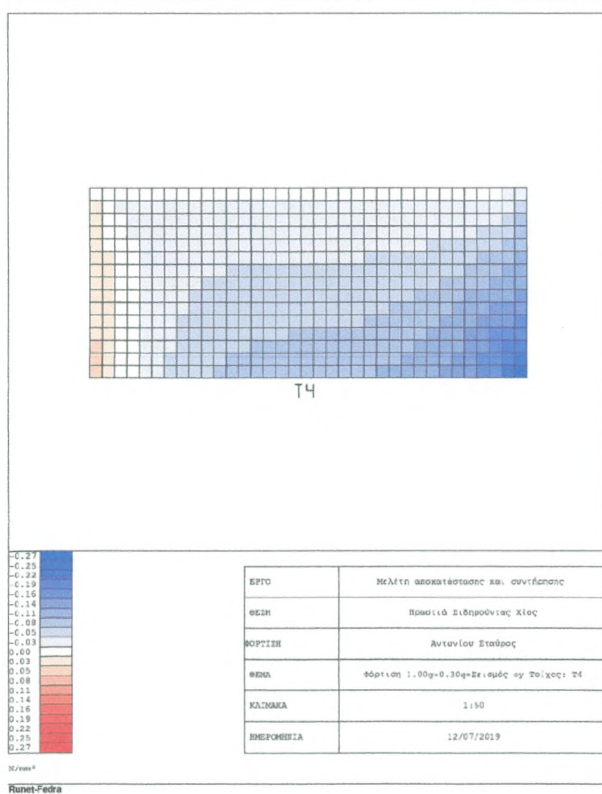
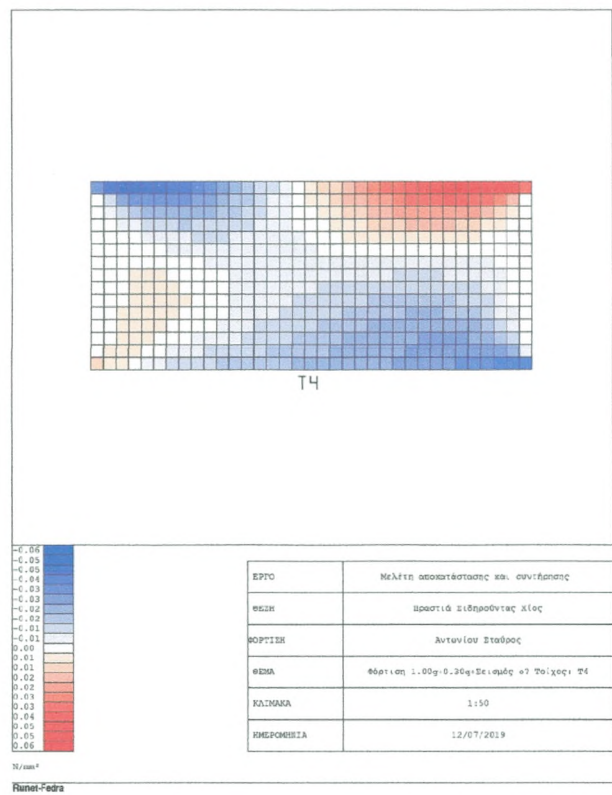
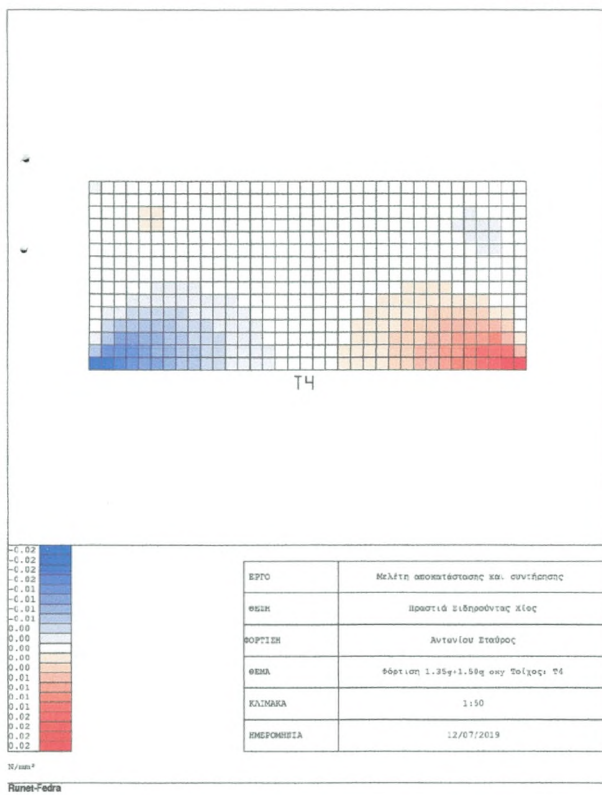
λίθοδομή Μ10 95εκ.

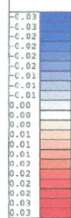
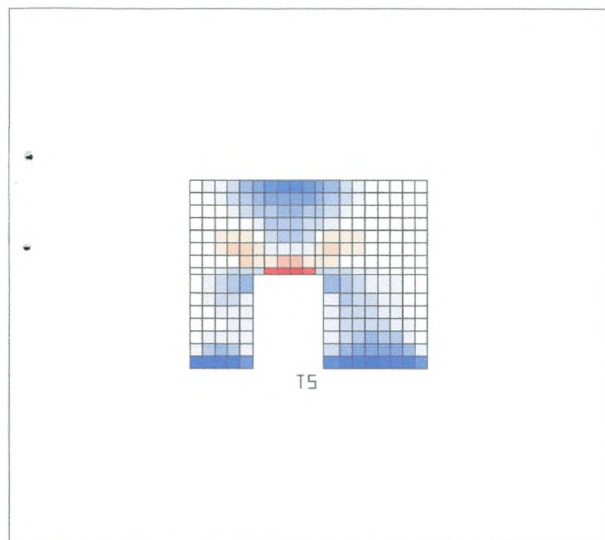
ΤΟΙΧΟΣ Τ2

λίθοδομή Μ10 95εκ.

ΤΟΙΧΟΣ Τ1

λίθοδομή Μ10 95εκ.

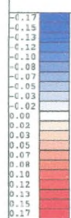
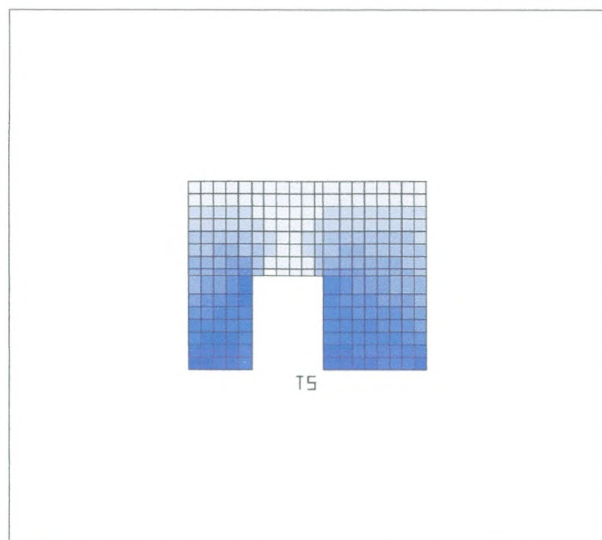




ΕΡΓΟ	Μελέτη αποκατάστασης και συντήρησης
ΘΕΣΗ	Προσπίδα Σιδηροπόνητος Χίος
ΒΟΥΤΙΣΗ	Αυτανόμου Σταθμού
ΘΕΜΑ	Φέρσιμη 1.06g+0.30g+Σεισμός ανα Τείχος, TS
ΚΑΛΩΔΙΑ	1:50
ΗΜΕΡΟΜΗΝΙΑ	12/07/2019

N/ma*

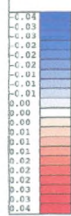
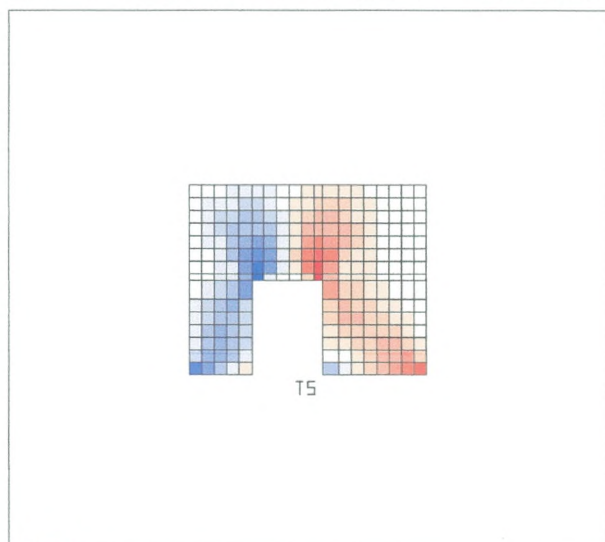
Runet-Fedra



ΕΡΓΟ	Μελέτη αποκατάστασης και συντήρησης
ΘΕΣΗ	Προσπίδα Σιδηροπόνητος Χίος
ΒΟΥΤΙΣΗ	Αυτανόμου Σταθμού
ΘΕΜΑ	Φέρσιμη 1.35g+1.50g ανα Τείχος, TS
ΚΑΛΩΔΙΑ	1:50
ΗΜΕΡΟΜΗΝΙΑ	12/07/2019

N/ma*

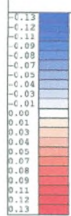
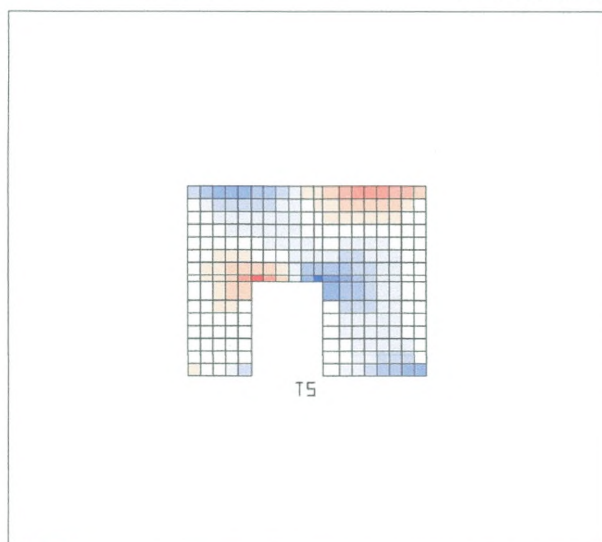
Runet-Fedra



ΕΡΓΟ	Μελέτη αποκατάστασης και συντήρησης
ΘΕΣΗ	Προσπίδα Σιδηροπόνητος Χίος
ΒΟΥΤΙΣΗ	Αυτανόμου Σταθμού
ΘΕΜΑ	Φέρσιμη 1.35g+1.50g ανα Τείχος, TS
ΚΑΛΩΔΙΑ	1:50
ΗΜΕΡΟΜΗΝΙΑ	12/07/2019

N/ma*

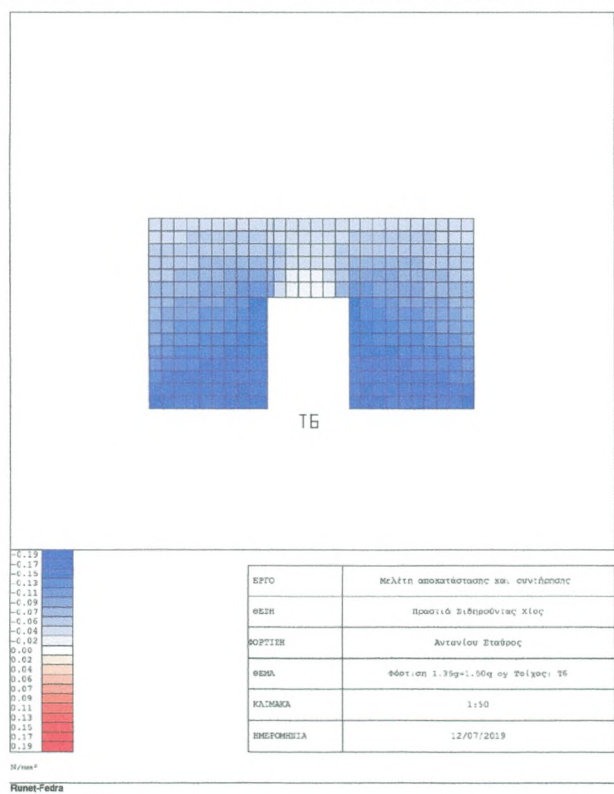
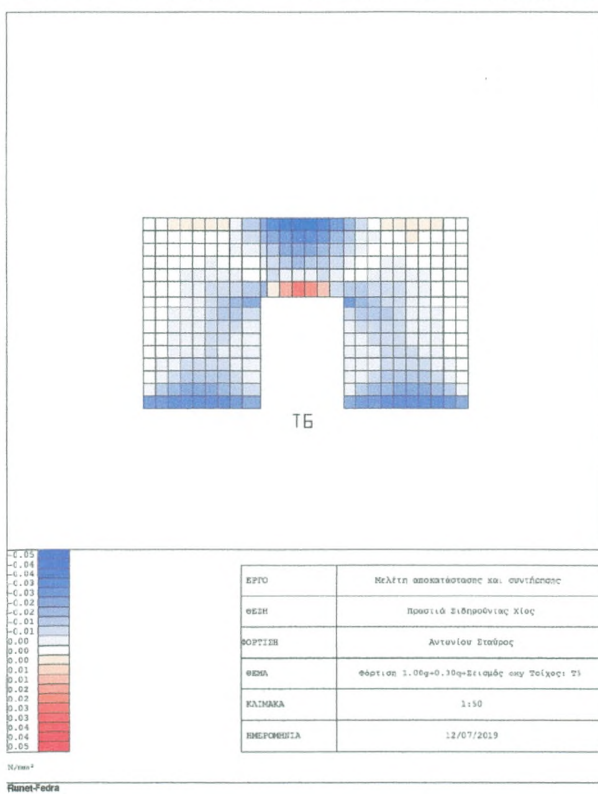
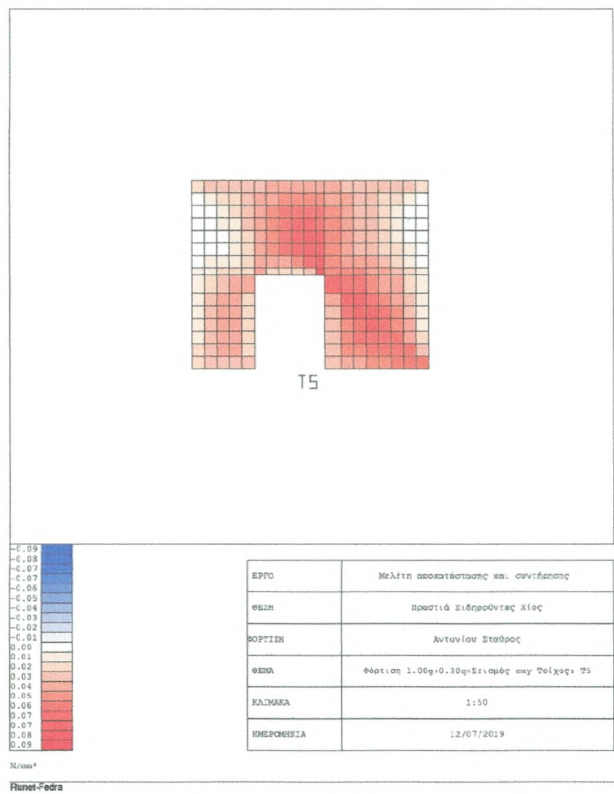
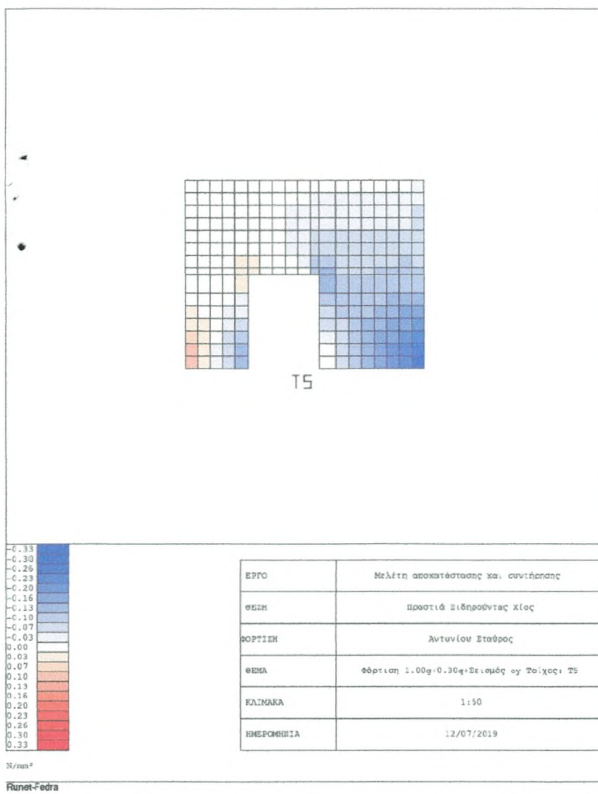
Runet-Fedra

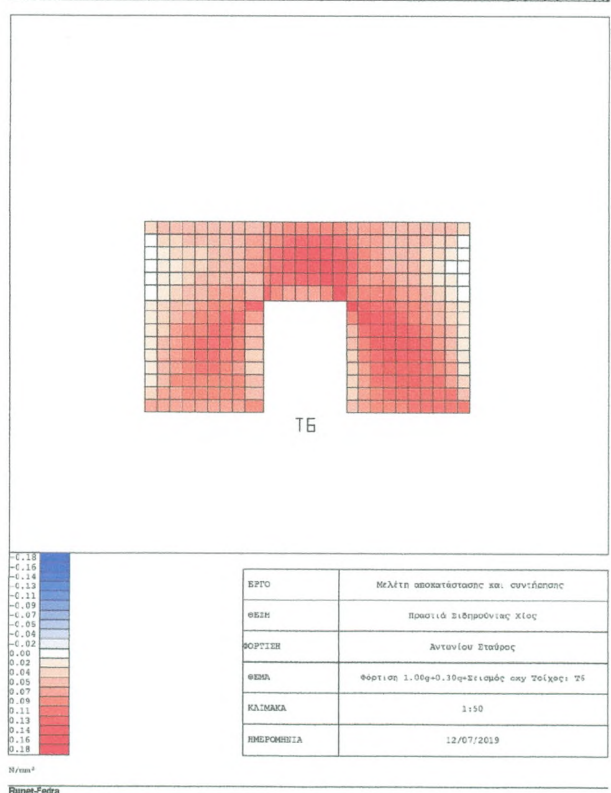
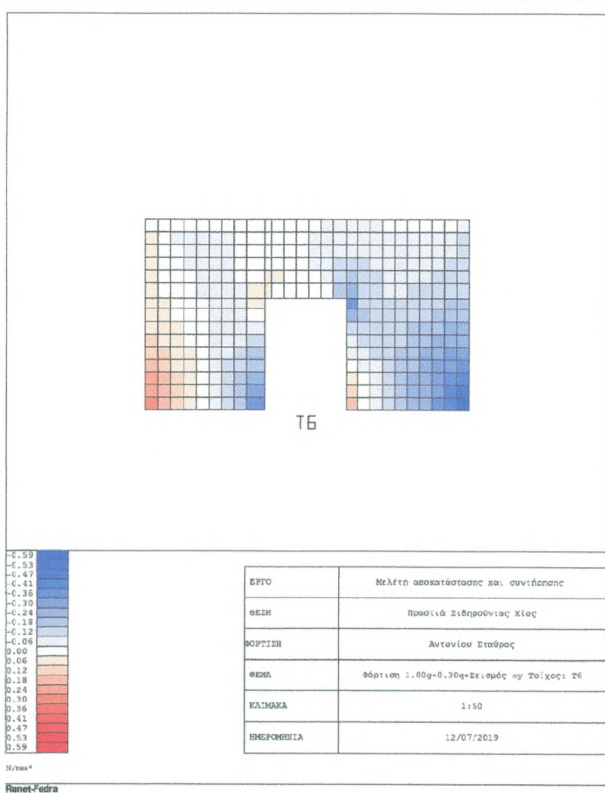
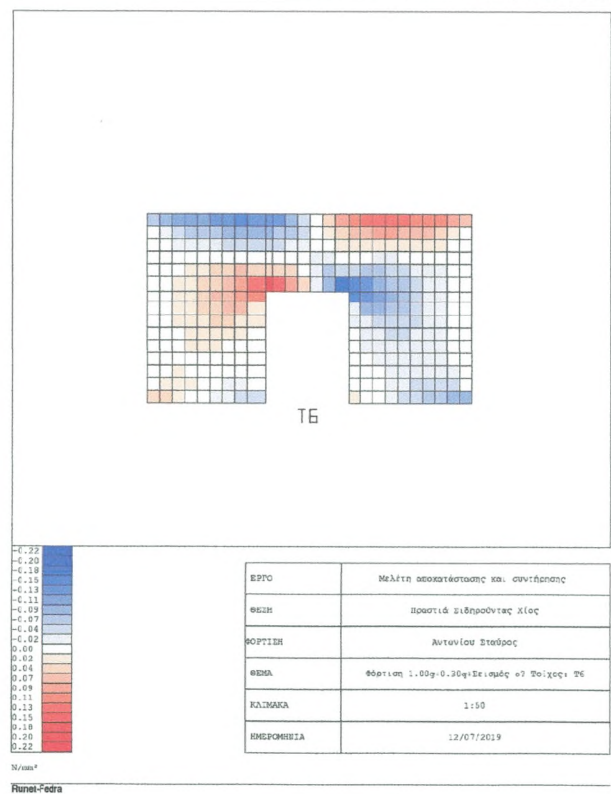
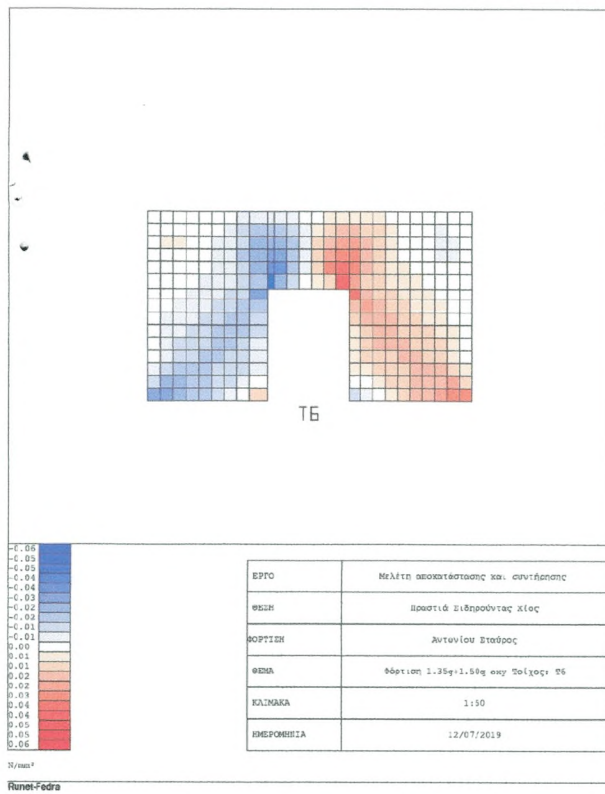


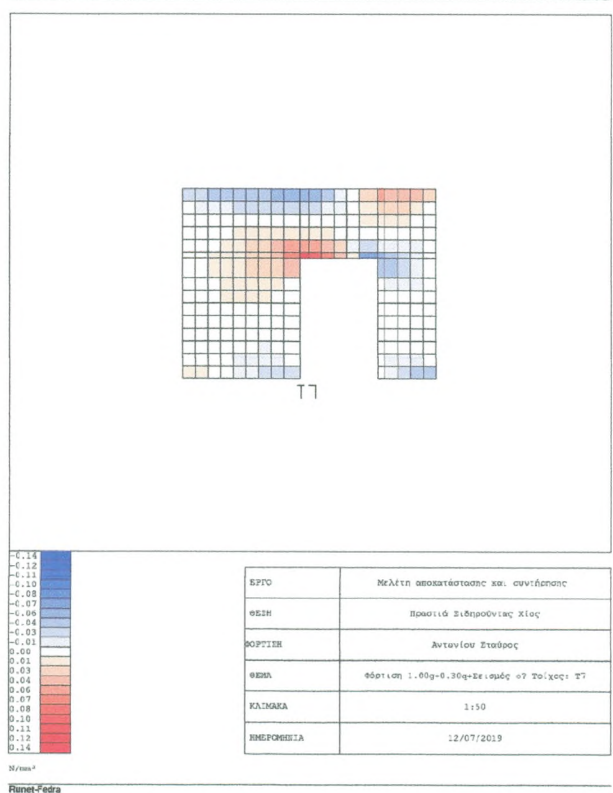
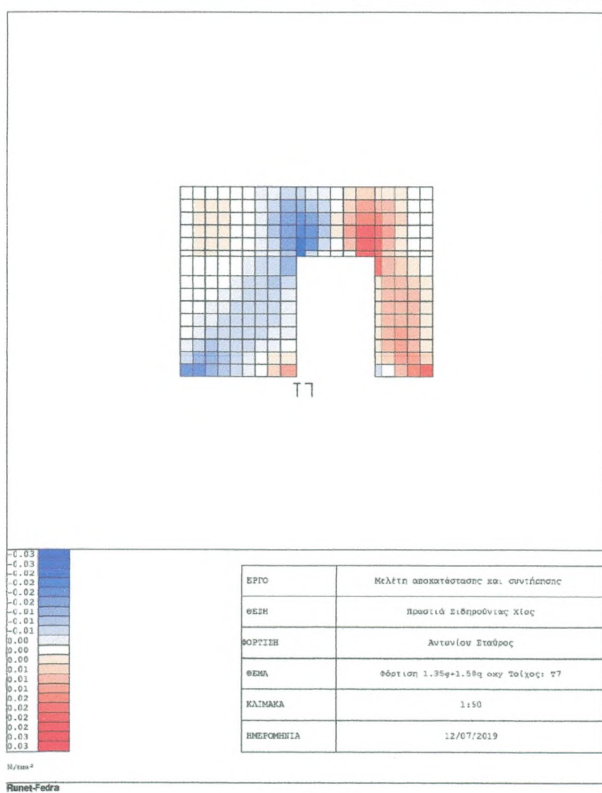
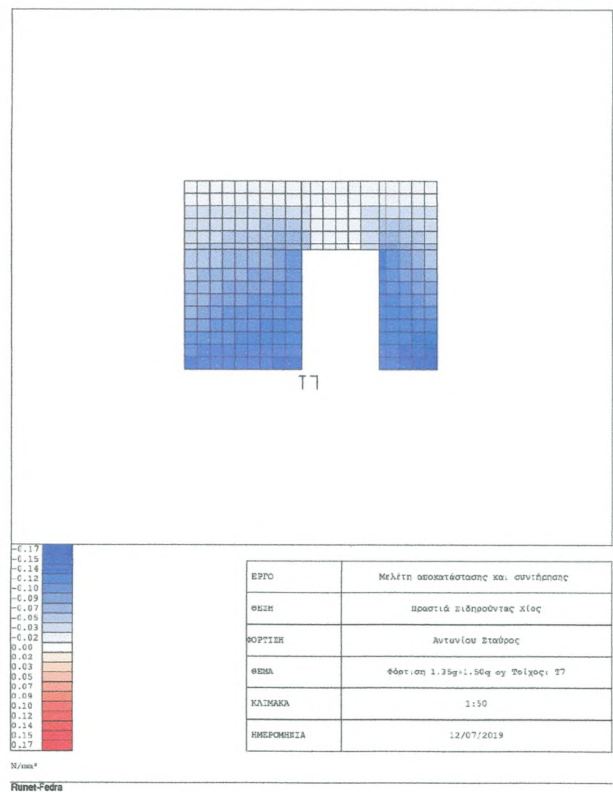
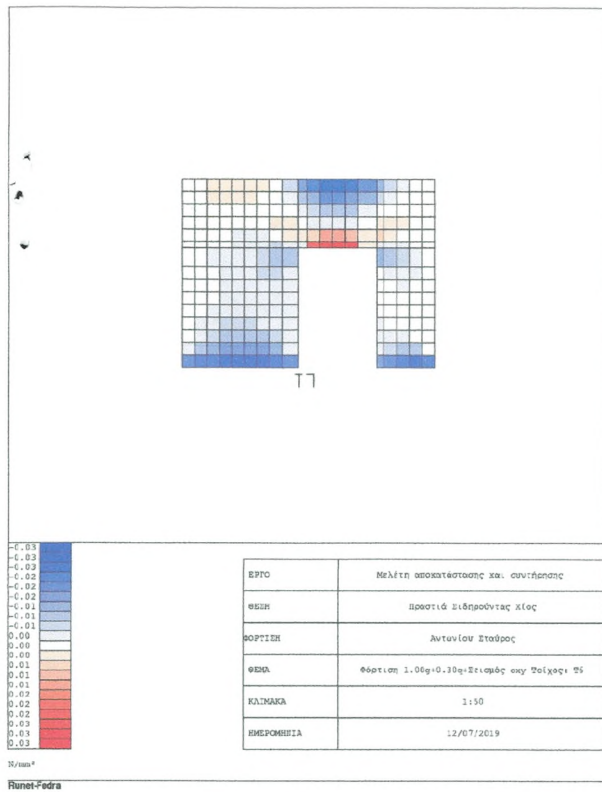
ΕΡΓΟ	Μελέτη αποκατάστασης και συντήρησης
ΘΕΣΗ	Προσπίδα Σιδηροπόνητος Χίος
ΒΟΥΤΙΣΗ	Αυτανόμου Σταθμού
ΘΕΜΑ	Φέρσιμη 1.00g+0.30g+Σεισμός α7 Τείχος, TS
ΚΑΛΩΔΙΑ	1:50
ΗΜΕΡΟΜΗΝΙΑ	12/07/2019

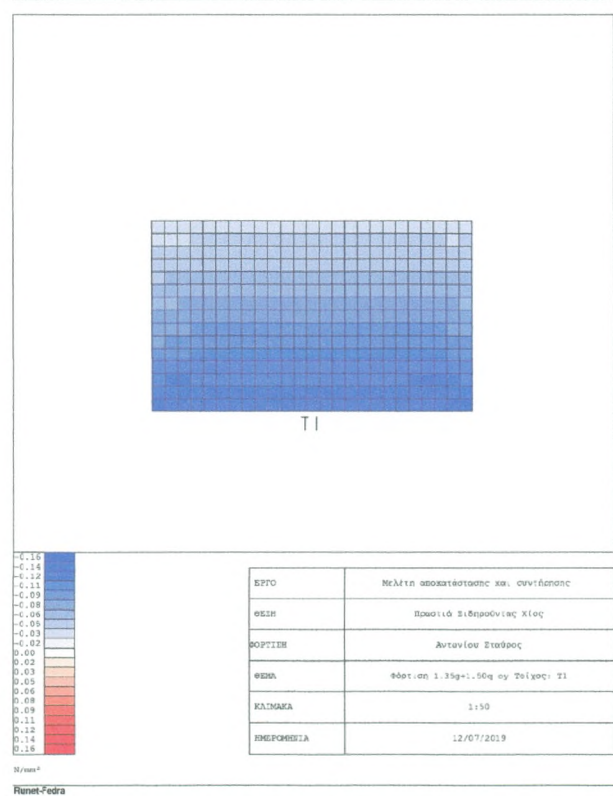
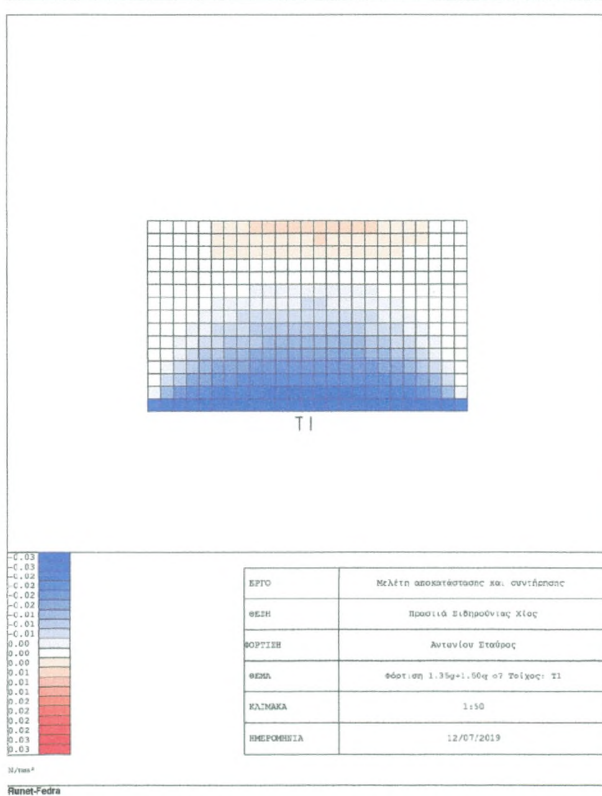
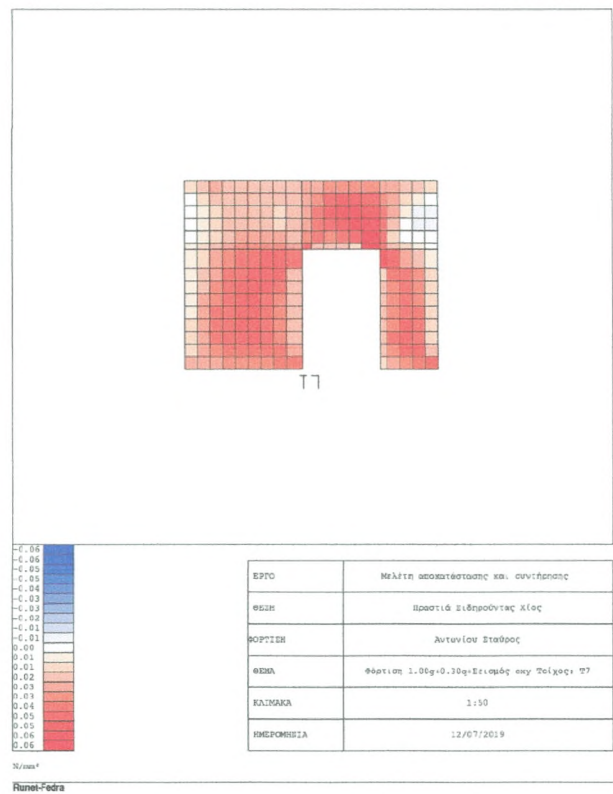
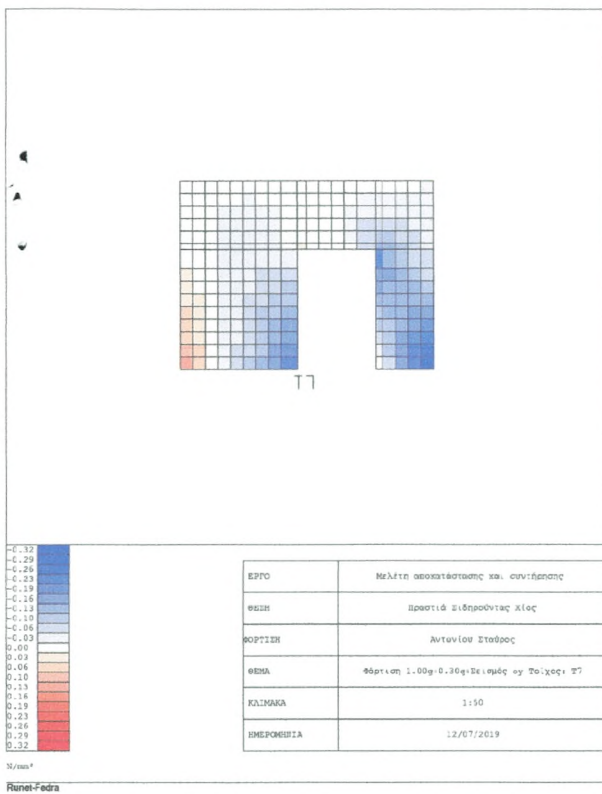
N/ma*

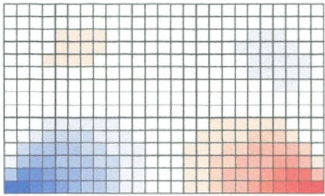
Runet-Fedra











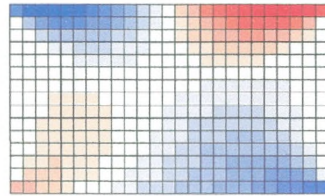
T1



N/mm²

Rimet-Fedra

ΕΡΓΟ	Μελέτη αποκατάστασης και συντήρησης
ΦΕΣΗ	Προσπίδα Σιδηροδρόμου Χίος
ΡΟΡΤΙΣΗ	Αυτινίου Σταθμού
ΘΕΜΑ	Θέρμανση 1.25g+1.55g ανα Τείχεας T1
ΚΑΙΝΑΚΑ	1:50
ΗΜΕΡΟΜΗΝΙΑ	12/07/2019



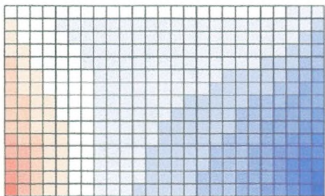
T1



N/mm²

Rimet-Fedra

ΕΡΓΟ	Μελέτη αποκατάστασης και συντήρησης
ΦΕΣΗ	Προσπίδα Σιδηροδρόμου Χίος
ΡΟΡΤΙΣΗ	Αυτινίου Σταθμού
ΘΕΜΑ	Θέρμανση 1.00g+0.30g+Σεισμός +7 Τείχεας T1
ΚΑΙΝΑΚΑ	1:50
ΗΜΕΡΟΜΗΝΙΑ	12/07/2019



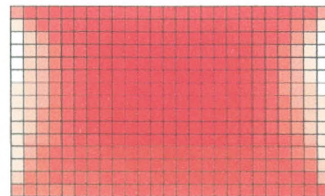
T1



N/mm²

Rimet-Fedra

ΕΡΓΟ	Μελέτη αποκατάστασης και συντήρησης
ΦΕΣΗ	Προσπίδα Σιδηροδρόμου Χίος
ΡΟΡΤΙΣΗ	Αυτινίου Σταθμού
ΘΕΜΑ	Θέρμανση 1.00g+0.30g+Σεισμός ανα Τείχεας T1
ΚΑΙΝΑΚΑ	1:50
ΗΜΕΡΟΜΗΝΙΑ	12/07/2019



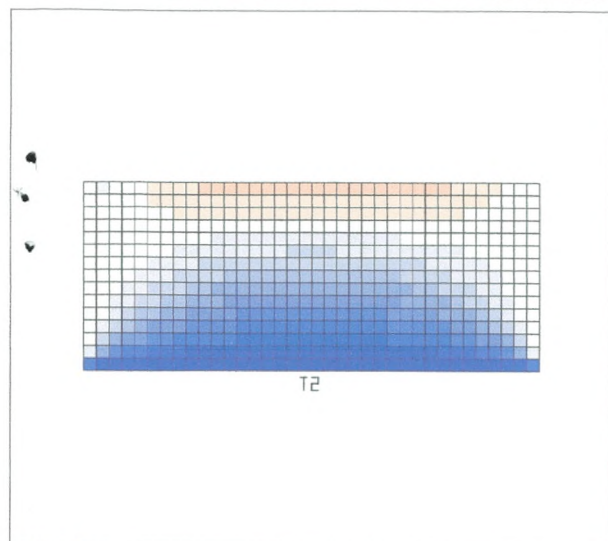
T1



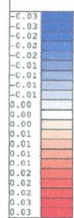
N/mm²

Rimet-Fedra

ΕΡΓΟ	Μελέτη αποκατάστασης και συντήρησης
ΦΕΣΗ	Προσπίδα Σιδηροδρόμου Χίος
ΡΟΡΤΙΣΗ	Αυτινίου Σταθμού
ΘΕΜΑ	Θέρμανση 1.00g+0.30g+Σεισμός ανα Τείχεας T1
ΚΑΙΝΑΚΑ	1:50
ΗΜΕΡΟΜΗΝΙΑ	12/07/2019



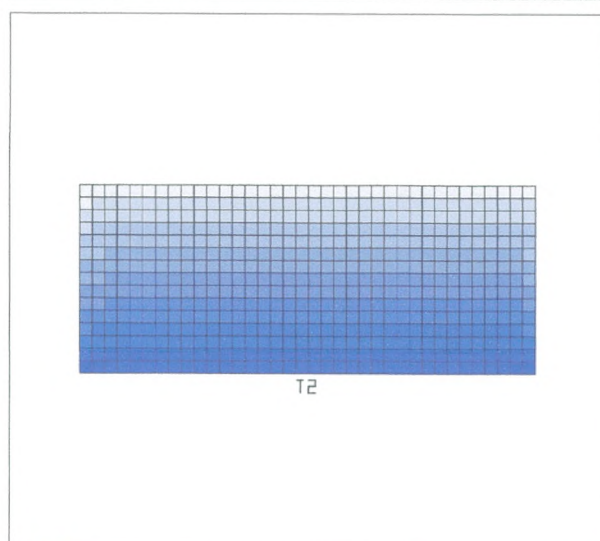
T2



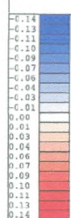
N/mm²

Runet-Petra

ΕΡΓΟ	Μελέτη αποκατάστασης και συντήρησης
ΘΕΣΗ	Πρωσία Σιδηροδρόμου Χίος
ΒΟΡΤΙΣΗ	Αυτοκίνητο Σταθμός
ΘΕΜΑ	
ΚΑΛΗΜΑ	1:50
ΗΜΕΡΟΜΗΝΙΑ	12/07/2019



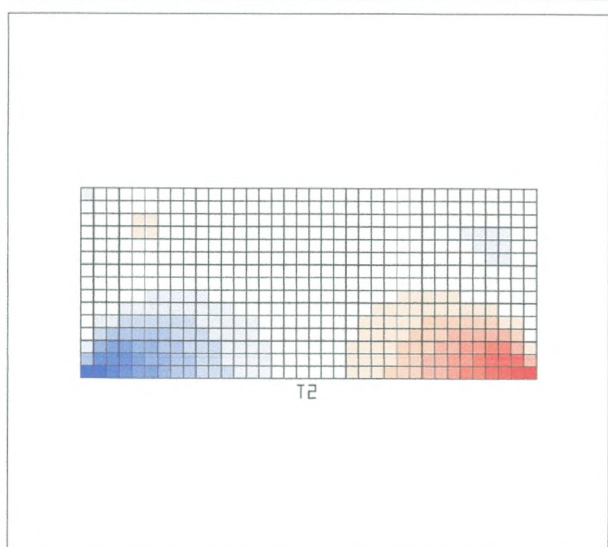
T2



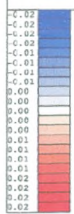
N/mm²

Runet-Petra

ΕΡΓΟ	Μελέτη αποκατάστασης και συντήρησης
ΘΕΣΗ	Πρωσία Σιδηροδρόμου Χίος
ΒΟΡΤΙΣΗ	Αυτοκίνητο Σταθμός
ΘΕΜΑ	Φόρτιση 1.35g+1.50g αμφ. Τοίχους T2
ΚΑΛΗΜΑ	1:50
ΗΜΕΡΟΜΗΝΙΑ	12/07/2019



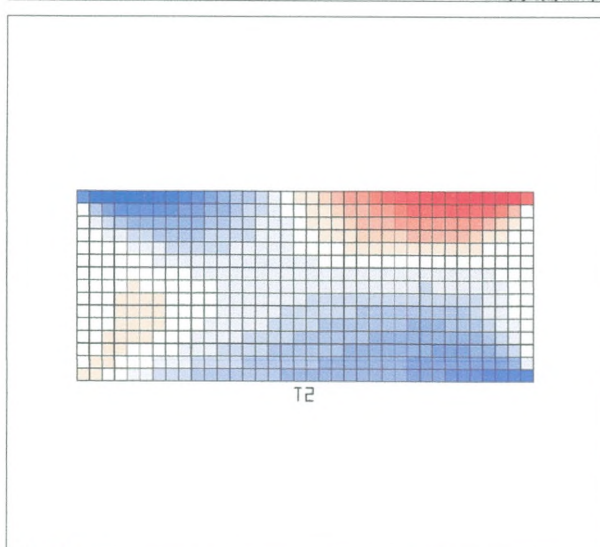
T2



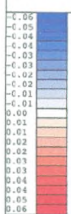
N/mm²

Runet-Petra

ΕΡΓΟ	Μελέτη αποκατάστασης και συντήρησης
ΘΕΣΗ	Πρωσία Σιδηροδρόμου Χίος
ΒΟΡΤΙΣΗ	Αυτοκίνητο Σταθμός
ΘΕΜΑ	Φόρτιση 1.35g+1.50g αμφ. Τοίχους T2
ΚΑΛΗΜΑ	1:50
ΗΜΕΡΟΜΗΝΙΑ	12/07/2019



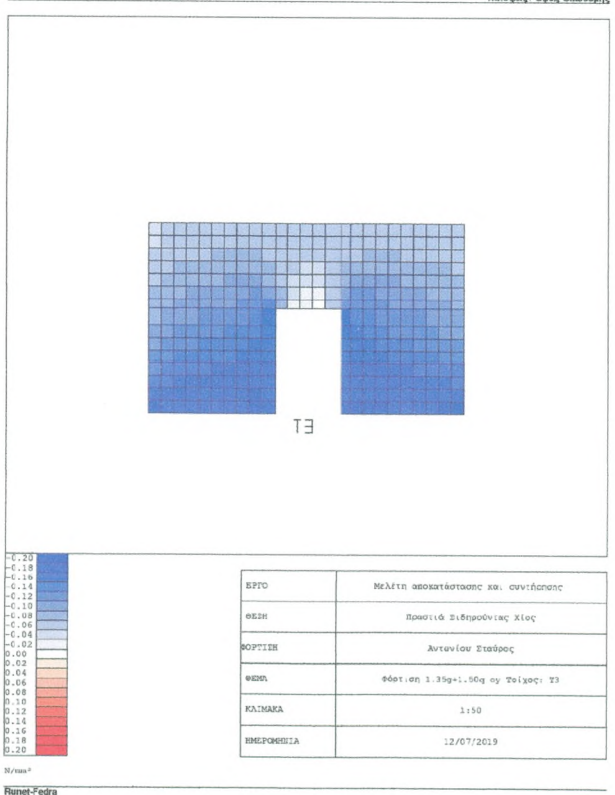
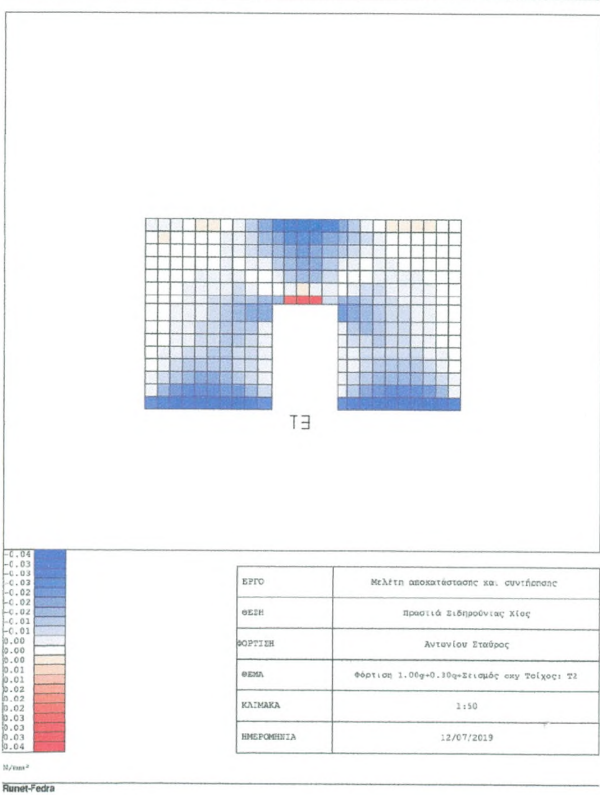
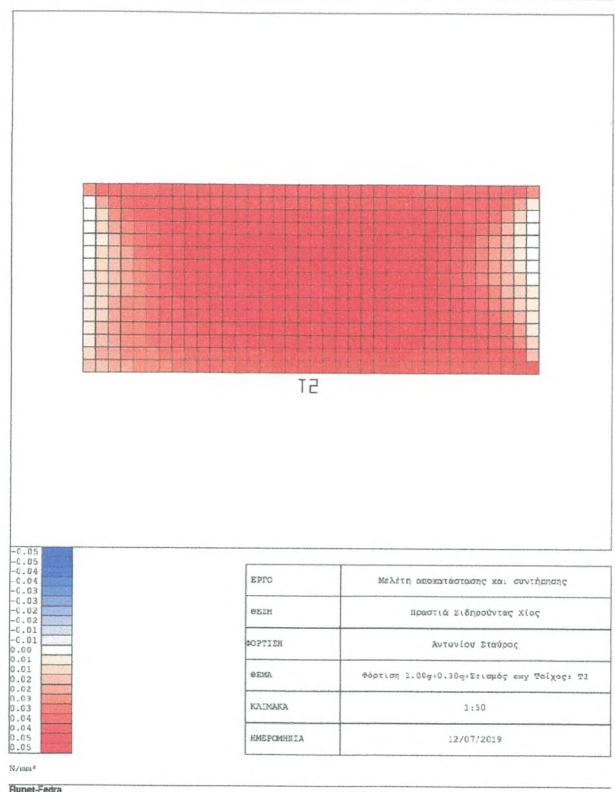
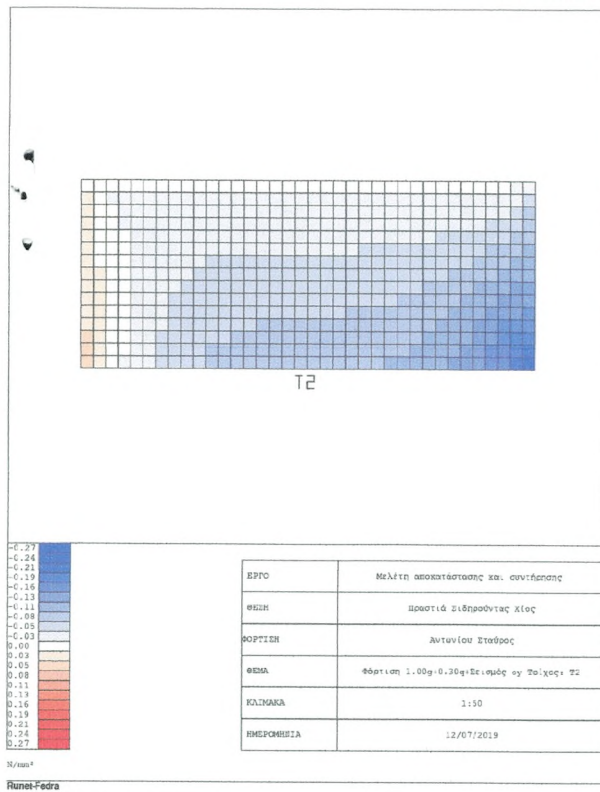
T2

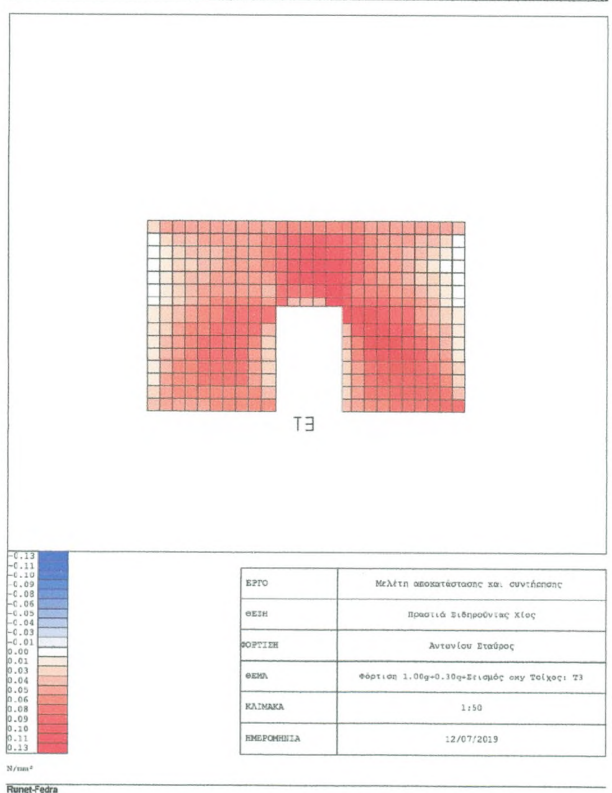
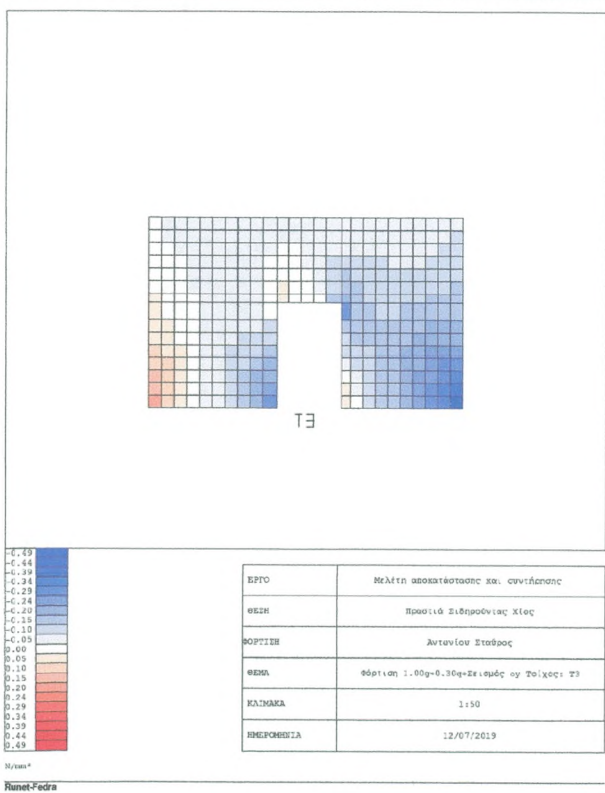
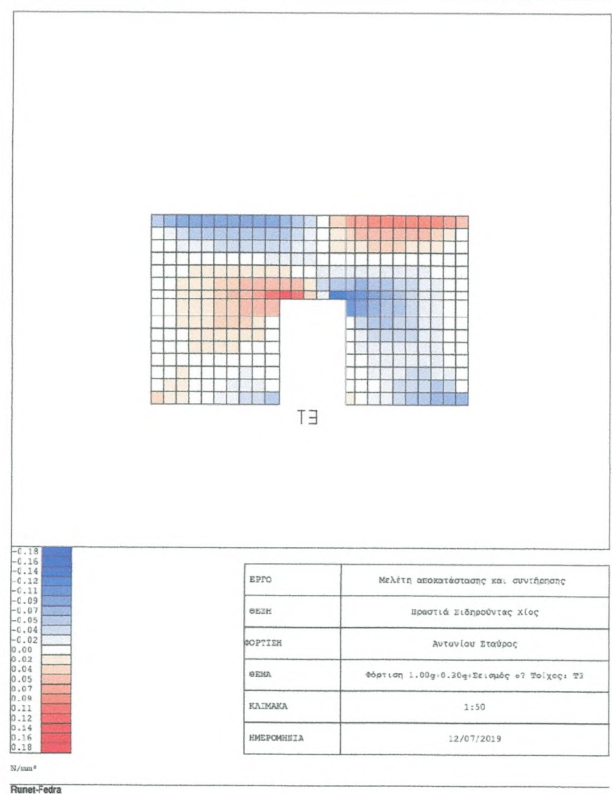
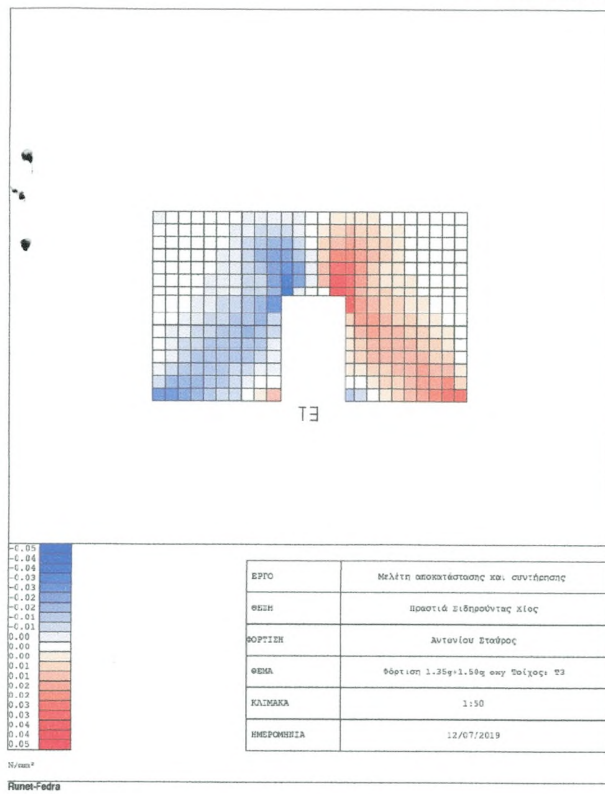


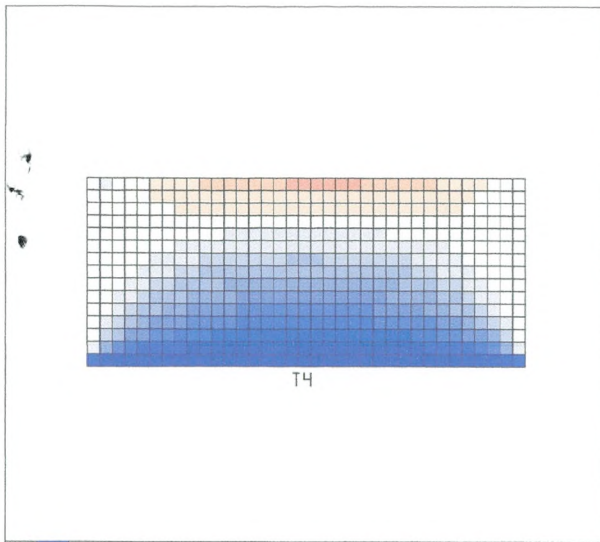
N/mm²

Runet-Petra

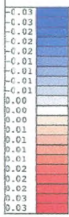
ΕΡΓΟ	Μελέτη αποκατάστασης και συντήρησης
ΘΕΣΗ	Πρωσία Σιδηροδρόμου Χίος
ΒΟΡΤΙΣΗ	Αυτοκίνητο Σταθμός
ΘΕΜΑ	Φόρτιση 1.00g+0.30g αμφ. α7 Τοίχους T2
ΚΑΛΗΜΑ	1:50
ΗΜΕΡΟΜΗΝΙΑ	12/07/2019







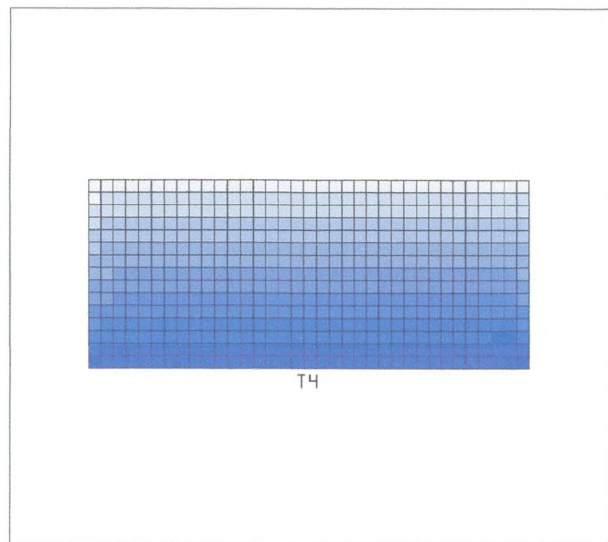
T4



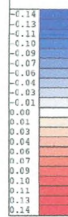
ΕΡΓΟ	Μελέτη αποκατάστασης και συντήρησης
ΦΑΣΗ	Πρωτοβάθμια Σεισμολογική Χάρτη
ΒΟΡΕΙΟΤΗΤΑ	Αντικείμενο Στάθους
ΘΕΜΑ	Φόρτιση 1.06g+0.30g Σεισμικός κωδ. Τμήμα, 73
ΚΑΛΩΝΑ	1:50
ΗΜΕΡΟΜΗΝΙΑ	12/07/2019

N/κωδ*

Rinet-Petra



T4



ΕΡΓΟ	Μελέτη αποκατάστασης και συντήρησης
ΦΑΣΗ	Πρωτοβάθμια Σεισμολογική Χάρτη
ΒΟΡΕΙΟΤΗΤΑ	Αντικείμενο Στάθους
ΘΕΜΑ	Φόρτιση 1.33g+1.50g κωδ. Τμήμα, 74
ΚΑΛΩΝΑ	1:50
ΗΜΕΡΟΜΗΝΙΑ	12/07/2019

N/κωδ*

Rinet-Petra

ΣΤΑΥΡΟΣ Ε. ΑΝΤΩΝΙΟΥ
ΔΙΠΛΩΜΑΤΟΥΧΟΣ ΠΟΛΥΤΕΧΝΙΚΟΣ ΜΗΧΑΝΙΚΟΣ
ΕΘΝΙΚΟΥ ΜΕΤΣΟΒΙΟΥ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟΥ
ΜΕΛΟΣ ΤΗΣ ΕΛΛΗΝΙΚΗΣ ΕΤΑΙΡΕΙΑΣ ΣΕΙΣΜΟΛΟΓΙΑΣ
ΚΡΗΝΗΣ 1, Ρ2100 ΧΑΛΔΙΑΝΑ ΤΗΛ./FAX: 22710 81435
Α.Φ.Μ. 118660955 Δ.Θ.Υ. ΧΙΟΥ 7411